



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ACATLAN

PROYECTO PARA REHABILITAR LA PRESA "LA LLAVE" QUE BENEFICIA AL EJIDO JANAMBO, EN SAN MARTIN MPIO. DE PURUANDIRO. MICHOACAN.

TESIS PARA OBTENER EL TITULO DE LIC. EN INGENIERIA CIVIL PRESENTA: ALEJANDRO VASQUEZ

Asesor: Ing. Hermenegildo Arcos Serrano



MEXICO, D. F.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**PROYECTO PARA REHABILITAR LA PRESA
DERIVADORA " LA LLAVE" QUE BENEFICIA AL EJIDO
JANAMBO, EN SAN MARTÍN MPIO. DE PURUANDIRO,
MICHOACAN.**

CONTENIDO

I INTRODUCCIÓN	1
I.1 FUNDAMENTOS SOBRE PRESAS	1
I.2 PRESENTE Y FUTURO DE LAS PRESAS EN MÉXICO	4
II ANTECEDENTES	8
II.1 PROBLEMÁTICA PARA LA REHABILITACIÓN	8
II.2 PLANTEAMIENTOS DE SOLUCIÓN	9
III ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	11
III.1 ÁREA DE LA CUENCA	11
III.2 VASO	11
III.3 CORTINA	11
III.4 OBRAS DE TOMA	13
III.5 VERTEDORES	13
III.6 BANCOS DE MATERIALES	13
IV GEOTECNIA Y MECÁNICA DE SUELOS	14
IV.1 ANTECEDENTES	14
IV.2 TRABAJOS DE CAMPO	15
IV.3 TRABAJOS DE LABORATORIO	16
IV.4 ESTRATIGRAFIA	17
IV.5 MECÁNICA DE SUELOS	19
IV.6 INFORME FOTOGRÁFICO	29
IV.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	34
V ESTUDIO HIDROLÓGICO	36
V.1 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DE LA PRESA	36
V.2 CURVA MASA DE APORTACIONES	44
V.3 ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS	44
V.4 CAPACIDAD INICIAL UTIL	51
V.5 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO NECESARIA	51
V.6 ELEVACION DE LA OBRA DE TOMA Y CRESTA VERTEDORA	51
V.7 FUNCIONAMIENTO DEL VASO	52
V.8 AVENIDA DE DISEÑO Y TRANSITO DE AVENIDAS	53
VI. DISEÑO DEL BORDO Y SUS ESTRUCTURAS	68
VI.1 DISEÑO DE LA CORTINA Ó BORDO	68

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

VI.2 DISEÑO DEL VERTEDOR	72
VI.3 DISEÑO DE LAS OBRAS DE TOMA	81
VII PROCESO CONSTRUCTIVO	85
VII.1 PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN	85
VII.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	86
VII.3 PRESUPUESTO BASE	105
PLANOS	
-CURVAS AREAS-ELEVACIONES-CAPACIDADES	108
-SECCIONES PROYECTO Y BORDO ACTUAL	109
-BORDO, VERTEDOR Y OBRAS DE TOMA DE PROYECTO	110
VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES	111
VIII.1 CONCLUSIONES	111
VIII.2 RECOMENDACIONES	113
ANEXOS GEOTECNIA Y MECANICA DDE SUELOS	115
BIBLIOGRAFÍA	189

PROYECTO PARA REHABILITAR LA PRESA "LA LLAVE" QUE BENEFICIA AL EJIDO JANAMBO, EN SAN MARTÍN, MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACÁN.

INTRODUCCIÓN

La necesidad vital de todo ser vivo de el recurso hidráulico ha hecho que el hombre desde los tiempos de las antiguas civilizaciones recurrieran a la construcción de presas, como ejemplo podemos citar la presa de Saad-El-kafara cuya construcción se llevó a cabo aproximadamente hacia el año 2600 a.C. en la cuenca del río Nilo.

En el último siglo la ingeniería de presas, aunque se lleva a cabo de una manera empírica, ha logrado desarrollar métodos que permiten un eficiente diseño, construcción y operación de éstas, gracias a el avance en el estudio de sus diferentes especialidades necesarias para ésta disciplina, lo que se puede comprobar gracias a la gran disminución de fallas de la misma, es decir son más seguras que las construidas con anterioridad, siendo la principal causa de las fallas en presas las enormes variaciones climatológicas, sobre todo pluviales de las últimas décadas.

Aún así el objetivo fundamental al realizar un proyecto de una presa (como cualquier proyecto de ingeniería) es construir una estructura satisfactoria, sometida a factores de seguridad y funcional a bajo costo cualquiera que sea la meta de esta.

I.1 FUNDAMENTOS SOBRE PRESAS

Para comprender mejor el estudio del presente trabajo definiremos a una presa como el sistema de estructuras naturales o artificiales cuyo fin es proporcionar un almacenamiento artificial con los escurrimientos de una corriente superficial (río), existen diferentes formas de clasificarlas:

CLASIFICACIONES DE PRESAS

a) Por su Función

1.- *Almacenar Agua* llamadas presas de almacenamiento que tienen como clásicos objetivos, Abastecimiento de Agua Potable, Generación de Energía Eléctrica, Tránsito y Control de Avenidas, Recreación, acuacultura, entre otros usos.

2.- *Elevar el nivel del agua* como son las presas de derivación, son de aplicación generalmente para la irrigación de zonas agrícolas y suministro de agua potable.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

b) Por su Objetivo

- 1.- *Aprovechamiento*, que cumple con las funciones de las presas almacenamiento y derivación.
- 2.- *Estructura Hidráulica de Defensa*, principalmente para evitar inundaciones, zonas de riego y áreas estratégicas

c) Por su Diseño Hidráulico

- 1.- *Cuenta con Vertedores*
- 2.- *No cuenta con Vertedores.*

d) Por sus Materiales de Construcción

- 1.- *Flexibles*, construidas a partir de materiales como tierra y enrocamiento y materiales graduados.
- 2.- *Material Cementado* tal es el caso de concreto reforzado y mampostería rígida.

e) Por la forma de su Eje en Cortina

- 1.- *Eje Recto*
- 2.- *Eje Curvo*

ESTRUCTURAS HIDRAULICAS QUE COMPONEN UNA PRESA

Vaso: En esta zona se almacena el agua en la cual para obtener el máximo embalse se construye en las depresiones del terreno, con este depósito se mantiene el agua en época de lluvia y se dispone para tiempos de estiaje, un vaso según su origen puede ser natural o artificial.

Para fines de su aprovechamiento, en un vaso se clasifican las siguientes capacidades o volúmenes:

Capacidad Muerta: Volumen comprendido abajo del umbral de la obra de toma más baja, del cual no se puede extraer agua por gravedad con dicha toma. Si se tiene desfogue profundo, eventualmente se podrá hacer la extracción.

Capacidad de Azolves: Volumen destinado para el depósito de los sedimentos en suspensión y de arrastre de fondo, acarreados por el río durante la vida útil de la presa.

Capacidad Útil: Parte de la capacidad del vaso destinada a retener los escurrimientos del río para regularlos a una cierta distribución de demandas, para su aprovechamiento. Su límite superior está definido por el nivel de inicio de descarga de excedentes y el inferior por el mínimo de operación.

Para comprender mejor estas capacidades ilustraremos con la fig. 1.1

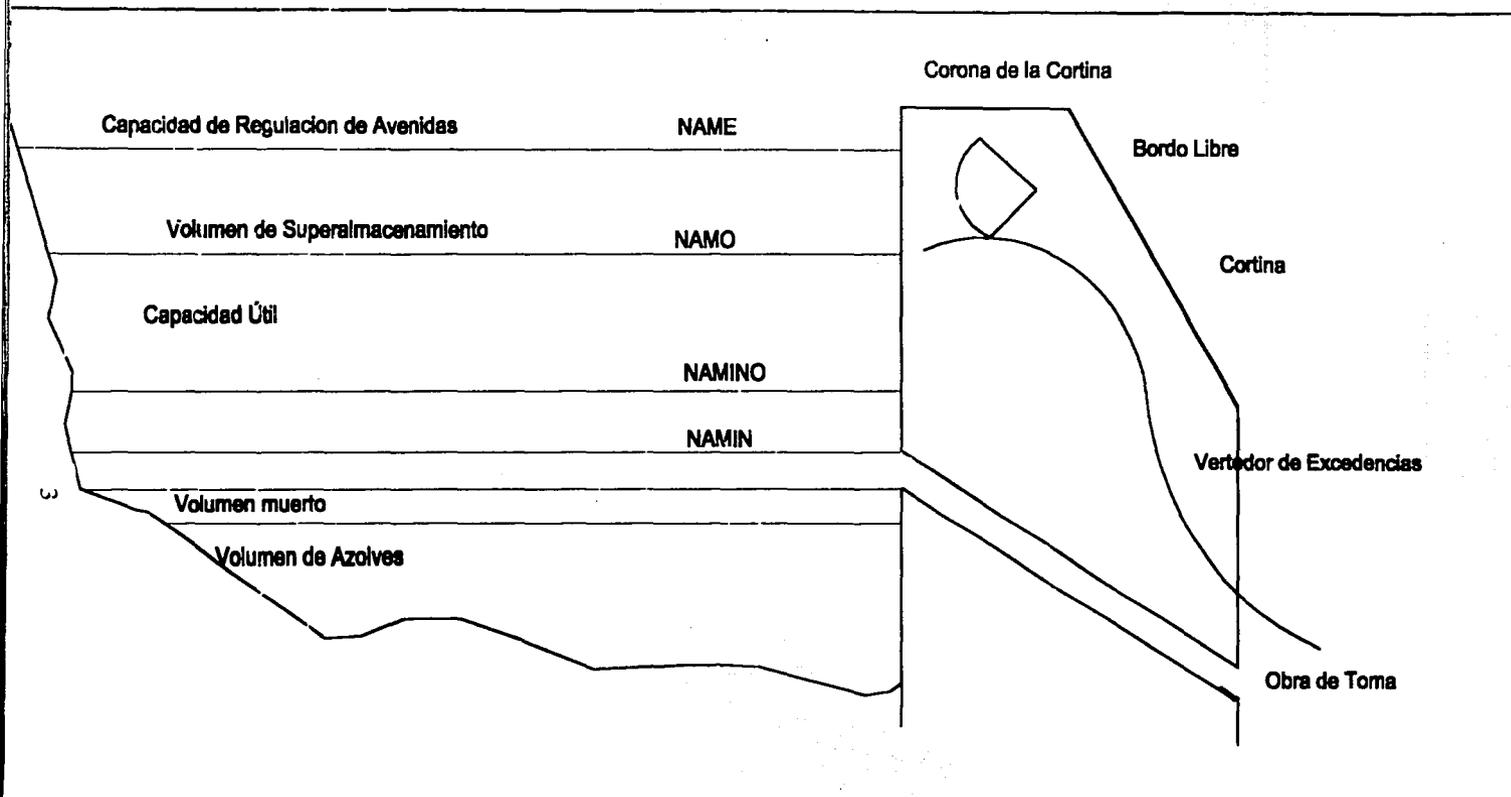


Fig. 1.1 Principales Capacidades de un Vaso de Almacenamiento

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Cortina: Es el obstáculo que se opone al flujo de la corriente en un río y nos permite la represa del agua hasta una elevación suficiente que permita derivar el gasto por la obra de toma y/o vertedores y se diseña para que la corriente convierta sobre ella, ya sea parcial o totalmente su longitud; este bordo de contención puede ser de materiales rígidos como tierra y enrocamiento y flexibles como mampostería, y concreto reforzado y puede clasificarse por su eje en planta recta o curva.

Obra de Toma: Este componente nos permitirá la extracción del agua para los fines deseados, como los mencionados anteriormente, para presas, puede ser a través de tuberías incrustadas de forma perpendicular al eje de la cortina, se coloca por encima del volumen de azolves.

Obra de Excedencias.- Es una obra de protección que permite desalojar el exceso de agua, sin peligro para la cortina.

Obra de Control.- Sirve para gobernar los excedentes de agua del río, para proteger las zonas aguas abajo, tal es el caso de las compuertas.

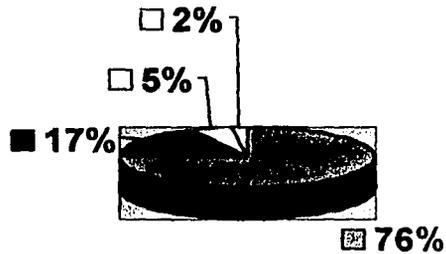
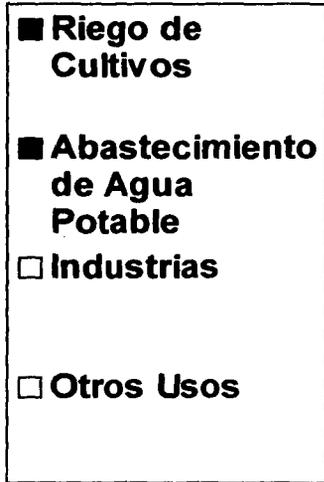
Obra de Desvío.- Estas permiten desviar la trayectoria del cauce de manera temporal durante la construcción de la Presa, conviene llevarla a cabo durante la época de estiaje.

I.2 PRESENTE Y FUTURO DE LAS PRESAS EN MÉXICO

La enorme variedad fisiográfica y de la climatología de México agrava en la actualidad de manera constante, la disponibilidad y calidad del agua, que se ha agravado en los últimos 25 años, para hacer frente a este reto surge a finales de la década de los ochentas La Comisión Nacional del Agua (CNA) acompañado de la Ley de Aguas Nacionales. La CNA es un organismo descentralizado de la Secretaría del Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca (SEMARNAP), dividido en 13 regiones a nivel nacional cuyo fin es promover el desarrollo hidráulico del país a través de la ejecución de grandes obras de infraestructura hidráulica, así en este periodo también se crearon organismos de agua estatales y municipales a los que se les dio autonomía y descentralización.

Con esta estructura nacional las instituciones realizan, en esta última década el abastecimiento de agua a diferentes sectores de la siguiente manera:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Aunque aparentemente es grande la proporción de distribución de agua dedicada a la irrigación las pérdidas superan las demandas de agua de la población y la industria juntos, debido a que el riego por surcos implantado en la mayoría de las zonas de riego es altamente ineficiente, por tanto la CNA ha comenzado a trabajar en coordinación con gobiernos estatales y municipales así como también directamente con usuarios, compartiendo con cada uno de ellos el financiamiento para la construcción de nuevas obras hidráulicas, lo que incluye la construcción y rehabilitación de presas, apoyo técnico, libertad de operación por parte de los usuarios, promoción de la cultura del agua etc. Sin embargo aun hay mucho que hacer para apoyar a productores agrícolas debido a que en el norte del país se presentan severas sequías y en el sur y sureste del país.

Grandes obras de presas para generación hidroeléctrica se construyeron en las últimas décadas, lo que puede mostrar que nuestro país cuenta con suficiente personal técnico capacitado para el desarrollo de proyectos hidroeléctricos de México donde hay un enorme potencial para la creación de plantas hidroeléctricas, modernización y ampliación de las mismas (cabe recordar es uno de los métodos más limpios y renovables para la generación de energía eléctrica), sin embargo altos funcionarios públicos de la actual administración señalan que el principal problema para la creación de obras de infraestructura hidráulica que lleven a un progreso total del desarrollo de México es la falta de financiamiento, en la cual se propone la *inversión privada* por lo que algunas veces los grandes proyectos son financiados con prestaciones de organismos internacionales como por ejemplo el Banco Interamericano de Desarrollo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El crecimiento exponencial de la población Mexicana (y su irregularidad de distribución) que a su vez paralela a la demanda de abastecimiento del vital líquido hace la necesidad de construcción de proyectos principalmente de almacenamiento de agua como lo son las presas, básico para el desarrollo de México donde solo un 20% del potencial ha sido explotado. La creación de presas en las que se aproveche el tránsito de avenidas y se logre almacenar el agua de manera superficial en vasos evitará de que se sobre exploten los acuíferos lo que causaría un déficit en el balance de aguas lo que llevaría a desaparecer los acuíferos, vitales para campesinos que han construido norias y dependen de ellas y en el caso de las ciudades al Hundimiento diferencial que trae consigo grandes y costosos daños estructurales y de instalaciones.

Aún con la ejecución de proyectos se debe fomentar amplia y contundentemente la cultura del agua entre la población así como procurar el equilibrio y la conservación ecológica en las regiones donde se realicen obras.

La potencia eléctrica generada por presas solo representa aproximadamente un 25% de la generación total y mencionar que algunos de los grandes proyectos ya fueron realizados, sin embargo aun hay mucho por hacer en microgeneración sin embargo nombraremos de manera regional las algunas acciones importantes a realizar para optimizar la producción hidroeléctrica:

- Concluir el equipamiento y construcción de los proyectos Zimapán y Huites y la modernización de la presa Temazcal
- Promover la construcción de nuevos proyectos como el Cajón así como "La Parota en el río Papagayo".
- Impulsar el equipamiento de presas como Chilatán, el Gallo, Trojes y Trigomil.
- Aprovechar la caída en acueductos y canales en Tecate, Tomatlan y presa derivadora San Rafael
- Impulsar la microgeneración para el abastecimiento eléctrico en zonas rurales aisladas o de difícil acceso.
- Ampliar la Capacidad Financiera del sector eléctrico para impulsar nuevos proyectos así como la modernización de hidroeléctricas.

Sin embargo existe como se mencionó un potencial muy grande para explotar la hidrogenación se requiere inversión, sí, pero no a cifras extremadamente cuantiosas como se menciona para su necesaria privatización de la industria eléctrica, pues los generadores eléctricos no están trabajando al máximo de su capacidad, la privatización traería consigo costos mas altos para la población.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Las presas son de importante contribución y mas a un futuro por lo que la sociedad debe saber de la necesidad de ellas y tomar conciencia de la conveniencia de la creación de estas para el desarrollo satisfactorio de nuestro país.

II ANTECEDENTES.-

La presa derivadora "La Llave" que beneficia a 74 productores agrícolas, se localiza en el Estado de Michoacán, en el Municipio de Puruándiro, 90 km. al Noroeste de la Ciudad de Morelia. La precipitación media anual en la cuenca es de 884.9 mm.

Esta presa, con capacidad aproximada de 580,000 m³ (434,175 m³ útiles) domina una superficie de riego de 115 Ha de terrenos del ejido "Janambó", su capacidad actual es insuficiente para regar la superficie de compromiso donde los cultivos principales son frijol y maíz en primavera-verano, trigo en invierno y cultivos perennes forrajeros como alfalfa ó pasto.

Su cuenca propia es de solamente 6.0 km²; pero gracias a un canal revestido de concreto de sección trapezoidal de base =19.00 m., altura = 1.90 m., un talud k 1:1 y con una longitud aproximada de 10 km. denominado "Canal Alto", construido hace más de 25 años por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos, aprovecha una cuenca adicional de 25.164 km², lo que incrementa su cuenca a 31.164 km².

A lo anterior habría que agregar un importante porcentaje de una cuenca vecina de 21.935 km² cuyos escurrimientos se almacenaban anteriormente en la presa de gravedad "Las Cañas" actualmente azolvada en su totalidad, en la comunidad de San Isidro de la Cuesta. Del escurrimiento correspondiente a esta presa, solamente un 30% es aprovechada por sus usuarios originales (información levantada en campo con diversos productores) y el 70% restante se vierte en el canal alto, en beneficio de la presa La Llave. Esto haría que la cuenca a considerar para escurrimiento en la presa la llave, sería de 46.519 km².

Al llenarse la presa La Llave, sus excedentes son canalizados a la presa "Los Angeles", ubicada a 1.4 km. aguas abajo.

II.1.- Problemática para la Rehabilitación.-

Se presenta prácticamente en todas sus partes:

a) **Cortina.-** El bordo homogéneo que lo forma, de la estación 0+000 a la 1+201.41 con una altura máxima de 4.5 m., tiene importantes desniveles en su corona, provocados por asentamientos diferenciales ocasionados por una compactación deficiente. El enrocamiento que la protege del oleaje y el viento en talud aguas arriba, por los mismos asentamientos y por falta de mantenimiento se ha ido desacomodando y rodando hacia el embalse de la presa, lo que ha ocasionado erosión y debilitamiento del bordo.

De la estación 1+268.41 a la 1+868.41, el bordo está en buenas condiciones pues carece de asentamientos, mantiene su geometría original, así como conservado su enrocamiento en la mayor parte del talud de aguas arriba. en este caso, los trabajos serían mas bien de conservación y mantenimiento, sobreelevándolo un metro para asegurar el funcionamiento hidráulico de la presa.

b) Vaso.- Por una acción natural del tiempo y los escurrimientos, presenta un azolvamiento acumulado que pone en peligro una libre operación de las obras de toma. El azolve se encuentra en general, un metro arriba de las obras de toma.

c) Obras de Toma.- Se tienen 4 obras de toma, de las cuales una está fuera de servicio y 3 están vigentes. En todos los casos se encuentran deterioradas con peligro de colapsarse, además del azolve que pone en peligro su libre operación.

d) Vertedores.- Se localizan 2, uno con "aguas", de descarga libre y perfil creager en operación, sobre el cauce original del río y el otro vecino del primero en la margen derecha, está cancelado con concreto.

II.2.- Planteamientos de Solución.- De acuerdo con los resultados del estudio hidrológico (que se realiza en el capítulo V de este trabajo), se diseñará un solo vertedor y las obras de toma necesarias con ubicación y capacidades convenientes. En el caso de las obras de toma, los usuarios desean se respete la localización actual de las que están en operación, pues en estos puntos distribuyen el agua a sus cultivos.

Asimismo, se diseñará nuevamente el bordo de la estación 0+000 a la 1+201.41, ya que el actual, además de su notable deterioro en taludes, nivel de corona, azolves que rebasan su capacidad útil y vegetación que lo perjudica, ya no corresponde a las condiciones hidrológicas actuales (debido a los cambios climatológicos de los últimos años), ni cumple requisitos indispensables de seguridad. Como quiera que sea, la geometría del nuevo bordo, no será muy diferente a la actual, excepción hecha de la elevación de la corona, que en algunas secciones presenta asentamientos de 0.60 m. y habrá que reponerlos y agregar la nueva altura que demande la elevación de corona de proyecto.

Los estudios de geotecnia y mecánica de suelos, nos indicarán la conveniencia de solamente rehabilitar el bordo actual, ó bien si se debe construir un nuevo bordo. Si fuera este último caso, también sabríamos si es conveniente utilizar parte del material actual de la cortina, eliminando el contaminado con materia vegetal, en especial con raíces de árboles.

Serán convenientes los siguientes estudios:

Estudios Topográficos de: vaso, cortina, vertedores, obras de toma y bancos de materiales, para contar con información de áreas-capacidades, niveles y dimensiones en general, que nos permitan conocer como han evolucionado los

trazos y niveles originales de la presa en general, al paso del tiempo (25 años de vida que lleva desde que se construyó), incluyendo la situación de azolves.

Estudios de Geotecnia y Mecánica de Suelos, para conocer las condiciones actuales de compactación del bordo, del coeficiente de permeabilidad promedio del subsuelo en sus capas superficiales y definición de la Estratigrafía que nos permitirá determinar propiedades índice y mecánicas (permeabilidad, resistencia y compresibilidad) de los materiales en los que quedará desplantado el bordo. Esto nos permitirá conocer si la presa está en condiciones favorables para solamente eliminar materia vegetal y reponerle material, ó podría llegarse al caso extremo de eliminar el actual bordo y construirlo nuevamente con ó sin materiales actuales que lo forman. Además, para conocer las características generales de los bancos de materiales que se utilizarían en la rehabilitación de la presa.

Estudio Hidrológico, indispensable para actualizar condiciones de escurrimiento medio anual aprovechable, para nuevas elevaciones de corona y cresta vertedora; capacidad de azolves para nueva elevación de obras de toma; avenida máxima recomendable para diseño de la capacidad del vertedor y así redimensionar adecuadamente el cuerpo de la cortina.

Una vez calculada la capacidad de almacenamiento en función de superficie de cultivos, evaporación, demandas pecuarias, relacionadas con el escurrimiento aprovechable, se trabajaría el funcionamiento del vaso para verificar los parámetros de demanda contra disponibilidad de agua.

Es conveniente señalar, que se respetarán las 115 ha. de compromiso aún cuando el escurrimiento podría duplicar dicha superficie. La razón es que se debe hacer una aportación importante a la presa "Los Angeles", 1.4 km. aguas abajo de "La Llave", que aprovecha los excedentes de ésta última. Un cambio radical en los excedentes por pretender incrementar la superficie de riego de la llave, seguramente provocaría problemas entre los 2 grupos de usuarios.

Todo esto, nos permitirá presupuestar el valor de las obras necesarias para una correcta rehabilitación y/o construcción de la cortina incluyendo sus estructuras de operación y protección; así como con sus particulares especificaciones.

III ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.-

Se realizaron levantamientos, trazos, nivelaciones y secciones transversales en las zonas que se indican:

III.1.- Área de la Cuenca.- Se obtuvo por medio de la carta topográfica del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática "INEGI", plano F14C82, escala 1:50,000 con equidistancia de curvas de nivel a 10 metros, correspondiente a la zona de Puruándiro, Michoacán. Se midió un área de 53.099 km², incluyendo la cuenca de la presa "Las Cañas" (ver localización de la presa La Llave).

La cuenca de la presa "Las Cañas", es de 21.935 km² y el 70% de su escurrimiento se incorpora a la presa "La Llave"; sin embargo, para el cálculo de la avenida máxima se considerará el caso más desfavorable que corresponde a toda su superficie. Esto es; para el cálculo del escurrimiento medio anual se considerarán 46.519 km² y para la avenida máxima serán 53.099 km².

III.2.- Vaso.- Se hizo levantamiento topográfico escala 1: 2000, elaborándose gráfica de áreas capacidades. El área que ocupa el embalse a nivel de cresta vertedora, es de 77.71 ha. y su capacidad de almacenamiento es de 579,150 m³ de éstos, 145,000 m³ corresponden a azolves (comparación de datos del vaso del antiguo proyecto y valores de la tabla 3.2).

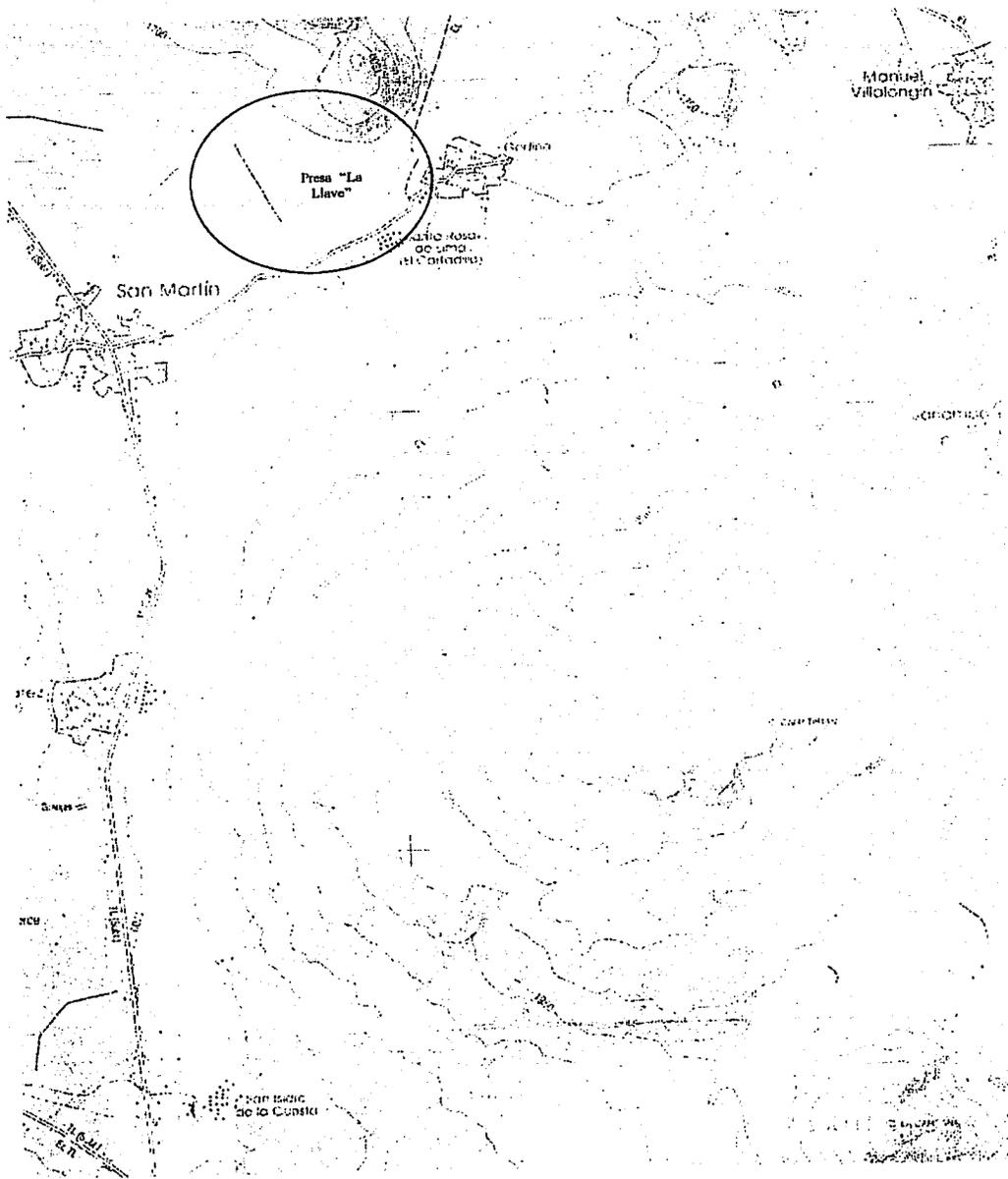
Los valores de la gráfica se anotan enseguida, (ver plano áreas-elevaciones-capacidades).

Tabla 3.2

Elevación Embalse (m.)	Superficie Inundada (m ² .)	Capacidad Almacenada (m ³)	Observaciones
1682.00	46,500		Toma baja actual
1682.50	198,700	61,300	Toma media (1682.30)
1683.00	381,200	144,975	<u>Azolve actual</u>
1683.50	549,000	232,550	Toma alta (1683.60)
1684.00	777,100	579,150	Cresta vertedora
1684.50	892,600	834,850	
1685.00	1'077,400	927,250	
1685.50	1'224,900	1'151,150	
1686.00	1'352,400	1'214,900	Corona original

III.3.- Cortina.- Se trazó y niveló el eje de la corona de la cortina, resultando una longitud total de 1,868.41 m. De la estación 1+201.41 a la 1+268.41 están alojados 2 vertedores, uno de ellos en servicio y el otro cancelado por los usuarios (debido a su mal estado) con concreto. El vertedor en operación, desaloja excedentes hacia la presa "Los Ángeles", intercomunicada por un canal de 1.40 km. de longitud.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Localización de la presa "la Llave"

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Las coordenadas geográficas de la cortina son:

Latitud: 20°13'47.03"

Longitud: 101° 34' 12.80 "

Laltitud: 1686 msnm

III.4.- Obras de toma.- Se tienen 4 obras de toma, localizadas en las estaciones 0+240, 0+605, 0+992 y 1+100 (esta última cancelada) con tuberías de concreto de 0.20 m., 0.60 m. y 0.40 m. de diámetro respectivamente. La primera de ellas de mayor elevación (1683.60 m.); la segunda corresponde a la toma media (elev. 1682.30 m.) y la tercera a la toma baja (elev. 1682.00 m.). En general su composición y mecanismos se encuentran en malas condiciones, que requieren de una pronta rehabilitación.

III.5.- Vertedores.- Como se indicó en el párrafo de cortina, se cuenta con dos vertedores, uno operando con elevación de cresta vertedora de 1683.21 y otro cancelado. Ambos deberán ser demolidos y se diseñará uno solo de acuerdo a resultados del estudio hidrológico.

III.6.- Bancos de materiales.- Dentro del mismo vaso de la presa, se localiza el banco de material impermeable; realmente toda el área del proyecto presenta terrenos arcillosos, pero resulta conveniente explotar el volumen necesario del propio vaso para lograr algún desazolve sin costo adicional. El banco de agregados para concreto y mortero "Janamuto" se localiza a 15 km. de la presa "La Llave". El banco de material granular "Cerro del arco" se localiza a 1.3 km. y servirá para el revestimiento del camino de operación sobre la corona de la presa de la estación 0+000 a la 1+201.49. El banco de material cementante se localiza a 2.50 km de la presa, al costado derecho del camino Puruándiro – Pastor Ortiz. El banco de roca de pepena se localiza a 3.5 km del bordo de la presa en el cerro "Catamarán", aunque se cuenta con importante volumen de esta roca, tanto en la descarga del "canal alto" 300 m. aguas arriba del vaso de la presa, como a 150 m. aguas abajo de la descarga del vertedor.

IV GEOTECNIA Y MECANICA DE SUELOS.-

Estos estudios¹, con exploración directa en la propia cortina así como en el subsuelo, permitirán revisar las condiciones actuales del bordo de la presa y así poder recomendar las acciones más convenientes para su rehabilitación. Como medida adicional, se analizan los bancos de materiales más cercanos a la presa, tanto en agregados para concreto, como en cementante para revestimiento del camino en la corona, material impermeable para el cuerpo del bordo y finalmente la roca de pepena que es abundante en el lugar, para enrocamiento y/o mampostería.

El estudio tiene dos etapas, la primera se realizó en el mes de Noviembre de 1999 y la segunda que se realizó en el mes de Noviembre de 2000, la parte principal se realizó en la primera etapa y en la segunda etapa se realizaron pruebas complementarias, mismas que se exponen en los anexos de geotecnia y mecánica de suelos.

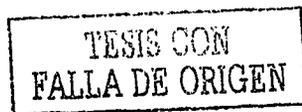
IV.1.- Antecedentes.-

Esta presa, con una antigüedad superior a los 25 años, se observa en condiciones precarias, dadas las condiciones de vegetación que la invade (nopal, "huizache" y árboles propios de la región, con alturas hasta de 5 metros.). Por otra parte, el nivel de su corona se observa con fuertes asentamientos provocados seguramente por una deficiente compactación original en el bordo que la forma. El enrocamiento de protección aguas arriba, se encuentra fuera de sus líneas de nivel, por una escasa ó nula conservación, además de los asentamientos en la cortina ya señalados.

Geología Histórica.- La historia geológica de la región se inicia con las emisiones de roca de composición riolítica a las que siguen emisiones de rocas andesíticas que se verificaron durante el terciario. En el Cuaternario continúa la actividad volcánica que da lugar a la formación de basalto y al depósito de tobas limo-arenosas que posiblemente se sedimentaron en un ambiente lacustre. Por último a lo largo de los ríos de la región se formaron depósitos aluviales de composición arcillosa, mismos que ocupan las partes topográficas más bajas de la zona en estudio.

Geología Regional.- El Estado de Michoacán, se encuentra situado en los 19°42' de Latitud Norte y a los 101° 07' de Longitud Oeste, dentro de la provincia de la Zona Neovolcánica caracterizada por una planicie situada a más de 2,000 m. sobre el nivel del mar de la que sobresalen numerosos cerros, formados en su mayoría por rocas basálticas ó andesíticas. Las emisiones lávicas tienen edades que varían desde el Plioceno hasta el reciente y muestran grados variables de meteorismo superficial. Entre los cerros volcánicos se abren llanuras y cuencas formadas en gran parte por rellenos aluviales ó lacustres conteniendo grandes cantidades de cenizas volcánicas.

¹ Realizados por la empresa FEP Ingeniería en Suelos S.A de C.V.



A esta región también se le conoce como *Zona de Fosas Tectónicas* ya que existen en ella numerosos lagos cuya morfología, distribución y orientación sugieren la idea de estar situados en fosas tectónicas. El lago más característico de estas fosas es el de Chapala.

Morfológicamente, en el Estado de Michoacán se pueden diferenciar las siguientes unidades:

Una zona meridional donde aparece una meseta que presenta pendientes escarpadas en dirección a la Ciudad.

Una zona de lomeríos de suave pendiente donde se encuentra la mayor parte de la zona urbana.

Una zona plana a lo largo de los ríos, donde existen depósitos aluviales.

Una zona septentrional casi plana donde se encuentran rocas basálticas.

El clima en la región se clasifica como subhúmedo, registrándose en la Ciudad de Morelia una temperatura media anual de 28° C y una precipitación media anual de 760.7 mm.

IV.2.- Trabajos de campo.- Se realizaron los siguientes trabajos:

IV.2.1.- Sondeo exploratorio mixto.- Se realizaron 5 sondeos a cielo abierto con profundidad máxima de 3.00 m., denominados pca-1, pca-2 y pca-3, pca-4, pca-5 en la base del talud del bordo y en el propio vaso.

Sobre la corona del bordo, a la mitad de este, se hincaron dos tubos de pared delgada (tubo shelby) a profundidades de 1.85 m. y 2.40 m. respectivamente, con la finalidad de definir la estratigrafía y obtener muestras inalteradas del material del cual está construido el bordo para determinar las propiedades índice y mecánicas de los materiales en los que quedará desplantado el bordo.

Una vez que las muestras fueron recuperadas, se identificaron y se protegieron debidamente contra la pérdida de humedad, para enviarlas al laboratorio central y practicarles las respectivas pruebas.

Se realizaron ocho calas en toda la longitud del bordo de la presa, para determinar el grado de compactación actual (ver informe fotográfico)

Con el objetivo de determinar el coeficiente de permeabilidad promedio del subsuelo en sus capas superiores, se realizó una prueba de permeabilidad de campo mediante el método de la prueba Matsuo.

Se muestrearon bancos de materiales cementantes y para roca de pepena (acumulada por usuarios en área compacta). Se muestrearon cinco pozos a cielo abierto con profundidades hasta de 2.00 m. en área señalada en plano

correspondiente dentro del mismo vaso de la presa, estimándose (por su espesor) que no se tendrán problemas de permeabilidad en el vaso al explotarse estos materiales; mas bien será beneficioso al desazolverse esta zona.

Se realizó la prueba de permeabilidad de campo resultando un coeficiente de permeabilidad $K = 2.44 \times 10^{-3}$ cm/seg. considerándose como material impermeable, sin embargo, durante la prueba dentro de la zanja se produjo una grieta por efecto de secado, ya que previo al inicio de la prueba durante la excavación de la zanja, se secó el material y se contrajo produciéndose la grieta, posteriormente cuando se saturó, lógicamente el agua se filtró por la grieta.

Prueba de Abundamiento: Esta prueba se realizó en campo donde se determinó el coeficiente de abundamiento del material impermeable, de la grava y arena. En la siguiente tabla se presentan los valores.

SONDEO	COEFICIENTE ABUNDAMIENTO	DE
PCA-1	1.18	
PCA-2	1.20	
PCA-3	1.17	
PCA-4	1.18	
PCA-5	1.21	
GRAVA	1.10	
ARENA	1.00	

Del material de Roca en Pepena se efectuaron pruebas de absorción y densidad, obteniendo los siguientes resultados:

ABSORCIÓN = 3.51 % (Piedra Porosa) y 1.59 % (Piedra lisa).

DENSIDAD = 2.30 (Piedra Porosa) y 2.65 (Piedra lisa).

Los criterios de muestreo y manejo operativo de muestras, así como descripción general de conceptos especializados de éste capítulo, se pueden ver en anexos de mecánica de suelos de éste trabajo.

IV.3.- Trabajos de Laboratorio.- Una vez que las muestras estuvieron en laboratorio central, se procedió a determinar las propiedades índice y mecánicas de las muestras representativas, mediante pruebas rutinarias en la mecánica de suelos tanto a muestras alteradas como inalteradas. Los trabajos consistieron:

MUESTRAS ALTERADAS

Contenido natural de agua

Límites de consistencia

Peso volumétrico natural

Análisis granulométrico vía húmeda (lavados)

Densidad de sólidos ó Densidad relativa.

MUESTRAS INALTERADAS

Ensayes de compresión triaxial
Ensaye de compresión axial confinada
Ensaye de consolidación unidimensional

Para los bancos de materiales además de las señaladas en "muestras alteradas", se realizaron:

Prueba Próctor estándar
Granulometría por mallas
Absorción
Colorimetría
Peso volumétrico suelto
Peso volumétrico compactado
Intemperismo

Por otro lado, en laboratorio se realizaron dos consolidaciones con la finalidad de determinar el coeficiente de permeabilidad del suelo de cimentación del bordo y del mismo en las condiciones que se encuentra actualmente, una se realizó a la muestra inalterada obtenida de los sondeos, resultando un coeficiente de permeabilidad de $K=8.049 \times 10^{-4}$ cm/seg. que corresponde al suelo de cimentación; y otra a una probeta labrada con el material del que está construido el bordo, reproducida al 70% de su Peso Volumétrico Seco Máximo equivalente al que se obtuvo en las calas de compactación, resultando un coeficiente de $K=9.036 \times 10^{-5}$ cm/seg.

En los Anexos geotecnia y mecánica de suelos, se describen y definen los conceptos específicos correspondientes a este apartado, incluyendo procedimientos rutinarios y especializados de laboratorio de materiales, resultados en cuadros y gráficas.

IV.4.- Estratigrafía.- Para la definición del perfil estratigráfico del sitio, se emplearon los resultados de campo y laboratorio, además del auxilio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S. U. C. S.).

Para la clasificación S.U.C.S de los materiales que constituyen la estratigrafía se recurrió a los porcentajes de finos, arenas y gravas obtenidos en el análisis granulométrico vía húmeda, en combinación con los límites de consistencia, mediante la carta de plasticidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Pozo a Cielo Abierto No. 1 (km 0+400).

En la figura 3 se presenta el perfil estratigráfico del sondeo a cielo abierto No. 1, en el cual se puede observar lo siguiente: de 0.00 a 0.50 m de profundidad se detectó una arcilla negra altamente plástica con presencia de raíces, considerando esta capa como cobertura vegetal.

De 0.50 a 3.00 m, de profundidad se localiza una arcilla de alta plasticidad color gris oscuro, con presencia de raíces, clasificado como CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, presentando un contenido natural de agua de 34 %, límite líquido de 105 % e índice plástico de 91 %, con una resistencia a la compresión simple de 1.623 kg/cm², cohesión de 0.6 kg/cm² y ángulo de fricción interna de 17°.

Pozo a Cielo Abierto No. 2 (km 0+800).

En la figura 4 se presenta el perfil estratigráfico de este sondeo a cielo abierto, en el cual presenta una arcilla negra altamente plástica con presencia de raíces en un espesor de 0.50 m.

De 0.50 a 3.00 m, de profundidad se localiza una arcilla de alta plasticidad color gris oscuro, con presencia de raíces, clasificado como CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, presentando un contenido natural de agua de 39 %, límite líquido de 109 % e índice plástico de 75 %.

En esta misma estación km 0+800, sobre la corona del bordo de la presa, se hincaron dos tubos de pared delgada (Tubo Shelby) a profundidades de 1.20 a 1.85 m y de 1.85 a 2.40 m, detectando una arcilla de alta plasticidad color gris oscura clasificada como CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, presentando un contenido natural de agua de 34 %, límite líquido de 101 % e índice plástico de 36 %, con una resistencia a la compresión simple de 2.0 kg/cm², cohesión de 0.5 kg/cm² y ángulo de fricción interna de 22°.

Pozo a Cielo Abierto No. 3 (km 1+180).

En la figura 6 se presenta el perfil estratigráfico de este sondeo, en el cual se puede observar lo siguiente: de 0.00 a 0.40 m de profundidad se detectó una arcilla negra altamente plástica con presencia de raíces, considerando esta capa como cobertura vegetal.

De 0.40 a 1.90 m, de profundidad se localiza una arcilla de alta plasticidad color gris oscuro, con presencia de raíces, clasificado como CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, presentando un contenido natural de agua de 34 %, límite líquido de 85 % e índice plástico de 73 %, con una resistencia a la compresión simple de 0.865 kg/cm², cohesión de 0.26 kg/cm² y ángulo de fricción interna de 22°.

De 1.90 a 3.00 m, de profundidad se localiza una arcilla de alta plasticidad color gris claro, clasificado como CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, presentando un contenido natural de agua de 34 %, límite líquido de 78 % e índice plástico de 33 %, con una resistencia a la compresión simple de 1.335 kg/cm², cohesión de 0.4 kg/cm² y ángulo de fricción interna de 23°.

En estos sondeos no se detectó el nivel de aguas freáticas.

Evaluación del estado actual del bordo.

Para la evaluación del estado actual del bordo, se realizaron calas para determinar su porcentaje de compactación, los resultados obtenidos fueron deficientes y como se observó en campo el material que forma el bordo se encuentra en estado suelto como lo muestran los porcentajes de compactación que se presentan en la siguiente tabla:

Cala No.	Ubicación (Km.)	Porcentaje de Compactación (%)
1	1+180	82.00
2	1+032	71.39
3	0+884	56.58
4	0+736	68.74
5	0+588	54.40
6	0+440	66.79
7	0+292	53.26
8	0+144	70.86

Como puede observarse los resultados de estos sondeos, muestran un porcentaje de compactación del bordo fueron deficientes, variando de un 82% en la prueba más favorable (cala en estación 1+180) a un 54.40% y 56.58% en las calas correspondientes a las estaciones 0+588 y 0+884 respectivamente.

Esto indica la necesidad de eliminar totalmente el actual bordo y proceder a diseñar uno nuevo.

IV.5.- Mecánica Suelos.-

En virtud de que se observó que el bordo se encuentra en mal estado, se determinó realizar los análisis correspondientes para el diseño de un nuevo bordo para su rehabilitación, para lo cual se procedió a lo siguiente:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Determinación de las cargas de diseño.

Debido a que el bordo tendrá una altura 6.50 metros máximo (ver capacidad de almacenamiento del estudio hidrológico y plano curvas elevaciones-capacidades), se determinó que el terraplén tendrá un peso de 188.22 ton, considerando una franja de 5.00 m de longitud por 4.50 m (ancho de la base del bordo), que generará una presión de 8.37 ton/m².

Determinación de la Capacidad de Carga Admisible.

Para la determinación de la capacidad de carga, se utilizó el criterio de K. Von Terzaghi, y de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias, para cimentaciones someras desplantadas sobre suelos con cohesión, sensiblemente homogéneos, con la siguiente ecuación:

$$Q_a = CNcFr + P_t$$

donde:

Q_a = Capacidad de carga admisible, t/m².

P_t = Presión vertical total a la misma profundidad.

Nc = Factor de capacidad de carga, adimensional.

Fr = Factor de resistencia, adimensional.

C = Cohesión, ton/m²

Para determinar la capacidad de carga, se analizó un tramo del bordo de la presa como una losa de cimentación desplantada en la superficie, obteniendo los valores que se presentan en la siguiente tabla:

Construcción	Tipo de Cimentación	Dimensiones	Prof. de Desplante, m	Capacidad de Carga Admisible, en Ton/m ²
Bordo de una presa	Losa de cimentación	4.5 x 5.0 m	0.0	12.77

La estabilidad del talud del bordo no plantea generalmente problemas serios puesto que los terraplenes son homogéneos y de poca altura sin embargo fue necesario analizar la estabilidad de taludes para la nueva sección del bordo, aplicando el criterio de Fellenius (programa de computadora) mediante el cual se revisaron diferentes radios de círculos de falla y diferentes inclinaciones, según se detalla en anexos, se concluye que con un factor de seguridad de 1.829 se deberá adoptar un talud de 1.50: 1 (1.50 unidades horizontales, por una vertical).



Foto.- Azolve en toma actual
N.1, Superior: aguas Arriba,
Inferior Aguas Abajo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Foto.- Entrada al vertedor y bordo actual de la Presa "La Llave", lugar donde desemboca el canal Ato.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Foto.- Presa azolvada "LasCañas" Ubicada a 6 km aguas debajo de la "La Llave"





Foto.- Estado de la Actual Obra de Toma N.2
Izq. Aguas Arriba, Der. Aguas Abajo

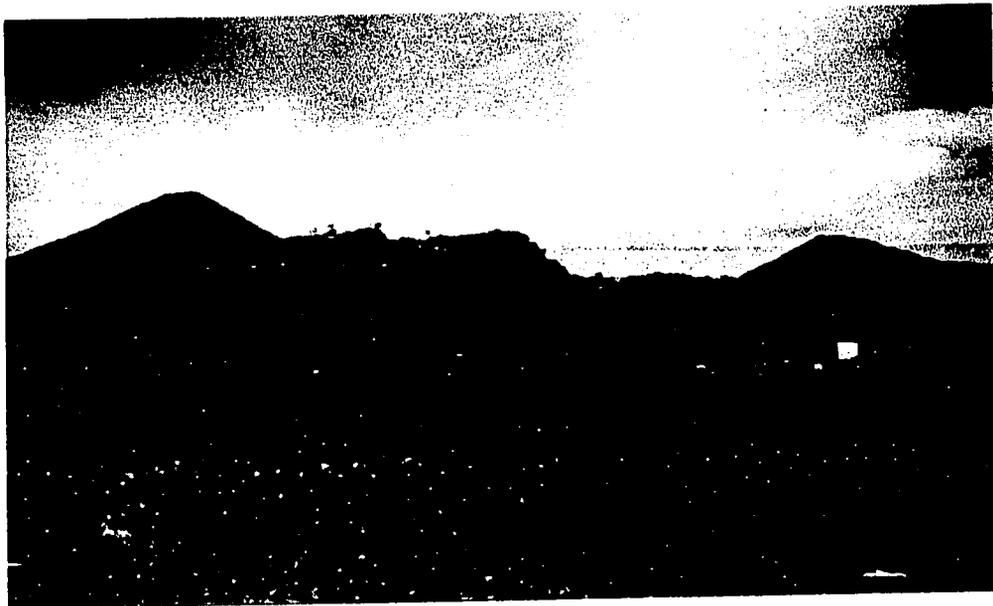


Foto.- Banco de materiales arcillosos y agregados "Janamuato", ubicado a 15 Km de "La Llave"

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Foto.- Trabajos de mecánica de suelos.
Extracción de calas en base del Talud del Bordo Actual



Foto.- Extracción de muestras y prueba de permeabilidad en el propio vaso y en la base del talud del bordo actual



Foto.- Descarga del "canal alto" de 10 km de longitud, afluente sobre la presa "La Llave".

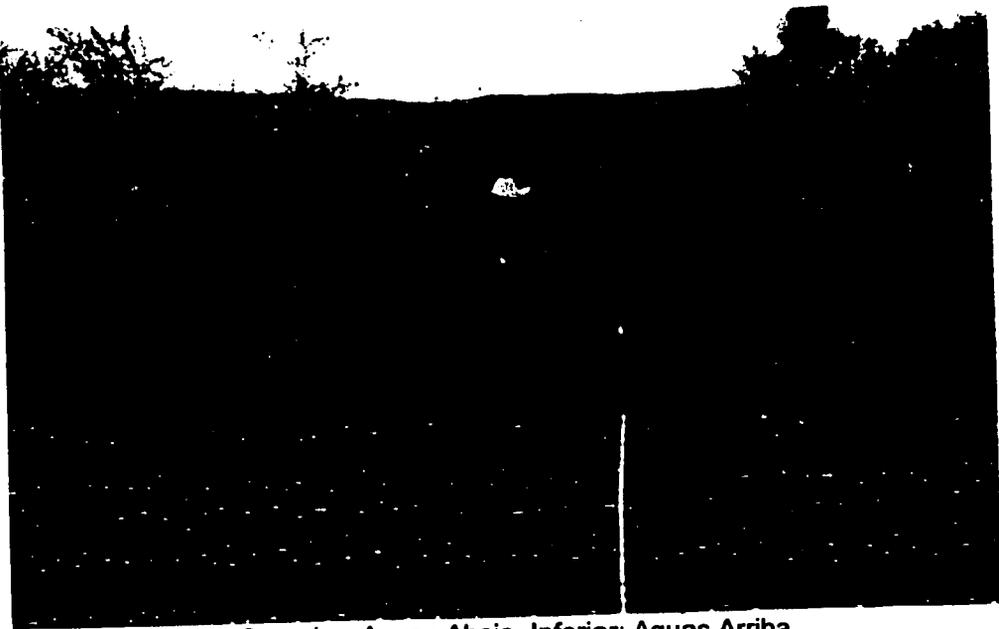
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Foto.- Vista del bordo y camino de acceso.
Corona del bordo actual



Foto.- Vista del enrocamiento actual del bordo.



Superior: Aguas Abajo, Inferior: Aguas Arriba

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Foto.- Trabajos de topografía; ubicación de PI's y bancos de nivel.



Foto.- Vista de la presa, con las isletas de azolves sobresaliendo cerca del vertedor.



Foto.- Estado actual del "canal alto" revestido y que alimenta a la presa "La Llave".

IV.7.- Conclusiones y Recomendaciones.- De los trabajos realizados en campo y laboratorio, se concluye que el bordo de la presa "La Llave", de la estación 0+000 a la 1+201.41, no se construyó adecuadamente ya que gran parte de el material con que está construido, se encuentra en estado suelto y por lo tanto se deberán seguir las siguientes correspondientes.

1.- Por las características que presenta el bordo de la presa, es necesario primeramente eliminar toda la materia vegetal existente. Una vez limpio, el bordo se removerá totalmente hacia aguas abajo, área donde previamente también se ha despalmado y desyerbado para ser almacenado y aprovechado el material impermeable resultante para iniciar la nueva construcción.

A este material se le preparará, previo a la colocación final en el cuerpo del bordo, para darle características similares al del material nuevo, por medio de un tendido en dicha área aguas abajo del eje del bordo, se le escarificará y se formará una capa de material recuperado, sin compactar, de máximo 1.50 m. de alto, 25 m. de ancho y 1,200 m. de longitud; dotándolo de agua a razón de 30 lt/m^3 , divididos en 3 riegos hasta alcanzar su humedad óptima. Realizando un rascado para que se revuelva el material y el agua.

2.- El material faltante se tomará del vaso de la presa, en el área indicada en el plano correspondiente, debiendo eliminar (fuera del vaso) la primera capa de aproximadamente 1.00 m. en promedio, que corresponde a material de arrastre de azolve, inútil para construcción. La profundidad máxima de explotación del vaso, será de un metro.

3.- La altura máxima del bordo de proyecto no deberá rebasar los 6.21 metros, ya que una altura mayor, requeriría de estudios adicionales de mecánica de suelos.

4.- El ancho de la corona del bordo, deberá ser cuando menos de 4.50 metros.

5.- Para la construcción del bordo, el talud se deberá hacer con una inclinación de 1.50 : 1 (1.50 unidades horizontales por una vertical).

6.- Para poder iniciar los trabajos de construcción del bordo se deberá eliminar toda cobertura vegetal y despalmar el material que no sea impermeable. Será conveniente excavar un cajón para el empotre del bordo en el terreno natural.

7.- Para la construcción del bordo, es conveniente compactar el material con un contenido de agua de un 5 % superior al óptimo Próctor.

8.- Para la compactación del material, se hará en capas de 20 cm de espesor con equipo tipo "pata de cabra" y/o similar. Antes de iniciar la colocación del material, es necesario regar abundantemente el terreno natural para evitar que absorba el agua del suelo a compactar.

9.- Para la protección del talud de aguas arriba contra la erosión del oleaje y el viento, se aprovechará el mismo enrocamiento que tiene el bordo actual, complementándolo con roca de pepena que hay en el lugar, de las mismas características en textura y tamaño.

V ESTUDIO HIDROLÓGICO.-

Este estudio es fundamental para el diseño de la nueva cortina, determinar la capacidad máxima del vaso y en general como premisa para el funcionamiento hidráulico de la presa.

El bordo tanto en altura y geometría, como el vertedor y obras de toma de proyecto deberán ser diseñados con valores de escurrimientos y disponibilidad de agua actualizados. Por tratarse de un pequeño almacenamiento (menor a un millón de m^3) y no contar con registros de escurrimientos ni de operación de la presa, se emplearán métodos hidrológicos indirectos, recomendados por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos. La mejor consulta para estos trabajos es el tomo de "Pequeños Almacenamientos" editado por la S. R. H. en 1975, con motivo del Plan Nacional de Obras de Riego Para el Desarrollo Rural.

Las envolventes de gastos máximos instantáneos en las regiones hidrológicas de la República Mexicana (en este caso la No 12 parcial de la cuenca del río Lerma) con base en gráficas de Lowry y Creager, nos indicarán el gasto confiable de avenida máxima para diseñar el vertedor en función de la superficie de la cuenca.

Tratándose de cuencas, las áreas menores presentan concentraciones más grandes de escurrimientos instantáneos ya que es común que una lluvia regional cubra totalmente dichas áreas; en cambio en cuencas grandes la ocurrencia de lluvias en toda la superficie es eventual y por consiguiente los valores resultan bajos.

Así, en una cuenca de 10 km^2 en la región hidrológica del río Lerma, se tendrán valores de $5.50 \text{ m}^3 / \text{seg.} / \text{km}^2$ mientras que en una cuenca de $1,000 \text{ km}^2$ para la misma región, los valores se reducen a $1 \text{ m}^3 / \text{seg} / \text{km}^2$. (lámina V-3 región hidrológica No 12 río Lerma).

V.1.- Capacidad de almacenamiento de la presa.-

Para determinar este valor, se requieren analizar los siguientes conceptos:

Volumenes escurridos medios mensuales en el que interviene:

Coeficiente de escurrimiento
Area de la cuenca
Precipitación media mensual

Curva masa de aportaciones

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Estimación de demandas donde se considera:

- Evaporación
- Uso pecuario
- Volumen para riego
- Volumen de azolves
- Elevación cresta vertedor
- Elevación obra (s) de toma (s)
- Funcionamiento del vaso

Avenida de diseño

Método envolvente de gastos máximos instantáneos

V.1.1.- Volumen escurrido medio mensual.- Se utiliza la ecuación:

$V_i = C A p_i$ donde:

- V_i = volumen medio de escurrimiento en el mes "i", en millares de m^3
- C = coeficiente de escurrimiento (adimensional) en función de las características de la cuenca
- A = área de la cuenca en km^2
- p_i = precipitación media en el mes "i" en mm.

La estación climatológica representativa de la cuenca es la Estación Zacapu con 829 mm anuales. Esta precipitación coincide con la media Estatal que es de 826.4 mm. (Fuente: CNA, información hidrológica, www.cna.gob.mx)

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
15.0	4.8	4.2	10.9	33.6	140.7	190.1	172.5	162.2	66.3	16.4	9.7

suma de precipitaciones medias: 826.4 mm

Cuenca propia es de $31.164 km^2 + 70\%$ cuenca presa "Las cañas" = $15.355 km^2$

Area de la cuenca = $31.164 + 15.355 = 46.519 km^2$

Cálculo del coeficiente de escurrimiento

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

V.1.2.- Cuenca Hidrológica

La cuenca hidrológica se determinó por medio de información de la carta topográfica del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, en el plano F14C182; correspondiente a la zona de Puruandiro, abarcando el área en

estudio, en la cual se determinó el área de la cuenca la cual es de **46.519 km²**. Delimitada en el cuadro 2.

En este cuadro 2 se muestra los cauces principales y la pendiente de los mismos, con curvas de nivel a cada 50 metros y con áreas claramente definidas, en la cual el verde oscuro representa zonas con vegetación densa y las zonas en verde claro representan áreas cultivadas o cultivables.

Coeficiente de Escurrimiento

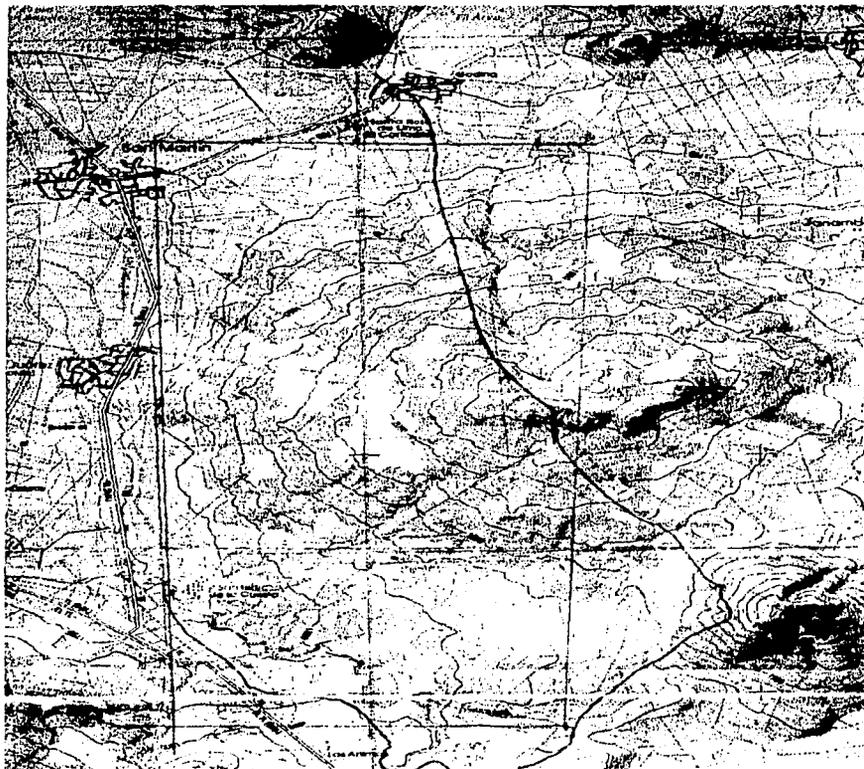
Aun cuando no se cuenten con abundantes datos de precipitación para obtener con precisión la correspondiente a la cuenca, y en la determinación del área de ésta pueda haber algún error de poca cuantía, estos tienen poca repercusión en la deducción de los escurrimientos, no ocurriendo así con el valor del coeficiente de escurrimiento, cuya determinación cuando no se cuenta con datos de aforo que sirvan para su obtención, está sujeta a cierta incertidumbre.

Por lo cual procederemos a calcular el valor probable del coeficiente de escurrimiento para un aprovechamiento en estudio, cuando no se tienen datos de aforo, consiste en comparar con otras similares, pero como no se presenta esto en la realidad, los coeficientes se obtendrán de la manera siguiente:

Determinación del Coeficiente de Escurrimiento

Utilización.- Se empleará para determinar los escurrimientos probables.

Factores.- Depende, fundamentalmente de tres factores: la precipitación media anual, el tipo de suelo y el uso del suelo. Otro factor, que es la pendiente media de la cuenca no se ha tomado en consideración.



FUENTE.- INEGI, CARTA TOPOGRÁFICA (F14C82)

CUADRO 2.- CUENCA HIDROLÓGICA.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Precipitación.- Se hará intervenir la precipitación media anual, en milímetros, para el calculo del coeficiente de escurrimiento.

Tipo de Suelos.- Los suelos interesan en cuanto a su mayor o menor permeabilidad y se clasifican en tres tipo:

- a).- Suelos muy permeables, tales como gravas y loes poco compactos.
- b).- Suelo medianamente permeables, tales como arenas, loes algo mas compactos que los correspondientes a los suelos a) y/o terrenos migajosos.
- c).- Suelos casi impermeables, tales como arcillas o loes muy delgados sobre una capa impermeable.

Usos del Suelo.- En la tabla 1, se han consignado diversos usos del suelo; pero si lo observado en el reconocimiento no corresponde a ningún uso de los que aparece en la tabla 1 se decidirá por el que se le asemeje mas:

Fórmulas.-

Para $k \leq 0.15$, se usará la fórmula

$$C_e = k (P - 250 / 2000)$$

Para $k > 0.15$, se usará la fórmula

$$C_e = k (P - 250 / 2000) + (k - 0.15 / 1.50)$$

Donde :

P = precipitación media anual en milímetros

C_e = coeficiente de escurrimiento anual

k = parámetro que depende del tipo y del uso del suelo , conforme a la tabla 1.

Valores de K			
USO DEL SUELO	TIPO DE SUELO		
	A	B	C
Barbecho, áreas no cultivables y desnudas	0.26	0.28	0.30
CULTIVOS			
en hilera	0.24	0.27	0.30
legumbres o rotacion de pradera	0.24	0.27	0.30
granos pequeños	0.24	0.27	0.30
PASTIZAL			
% del suelo cubierto o pastoreo			
mas del 75 % -poco-	0.14	0.20	0.28
del 50 al 75 % -regular-	0.20	0.24	0.30
menos del 50 % -excesivo-	0.24	0.28	0.30
BOSQUE			
cubierto mas del 75 %	0.07	0.16	0.24
cubierto del 50 al 75 %	0.12	0.22	0.26
cubierto del 25 al 50 %	0.17	0.26	0.28
cubierto menos del 25 %	0.22	0.28	0.30
Cascos y zonas con edificaciones	0.26	0.29	0.32
Caminos incluyendo derecho de vía	0.27	0.30	0.33
Pradera permanente	0.18	0.24	0.30

Tabla 1.- Parámetros de K por uso de suelo

Fuente.- Secretaria de Recursos hidráulicos, Pequeños almacenamientos; 1975.

Rango de Validez.- Las fórmulas se consideran válidas par valores de precipitación anual entre 350 y 2,250 mm. Sin embargo, se aconseja emplearlas con cautela cuando la precipitación esta muy cercana a los limites señalados.

Aplicación de las Fórmulas.- El procedimiento a seguir será el siguiente:

- Determinar el área total de la cuenca.
- Se observarán los tipos y usos de los suelos y se calcularán las áreas totales y los porcentajes correspondientes de acuerdo a la carta topográfica.
- Para cada tipo y uso de suelo se determinará el valor de "k" (tabla 1)
- Para cada tipo y uso de suelo se calculará Ce
- Se multiplicará cada Ce por el porcentaje que le corresponda.
- Se sumaran los productos obtenidos en el paso anterior y la suma dividida entre 100, dará el valor de Ce promedio.

Para nuestro caso tendremos:

Área de la Cuenca .- 46.519 km²

Precipitación Media Anual .- 826.40 mm.

Condiciones de tipos y usos de suelo:

Zonas no cultivables y desnudas:	A	%	k
	Km ²		
1.- en suelos tipo B	3.92	8.42	0.28
Pastizal :			
2.- en suelos tipo B(regular)	2.61	5.61	0.24

Bosque :

3a.- en suelos tipo B (+ 75%)	15.67	33.68	0.16
3b.- en suelos tipo B (+ 50%)	7.83	6.84	0.22

Cultivos:

	A	%	k
4a.- en suelos B	5.87	12.63	0.27
4b.- en suelos C	10.62	22.82	0.30

Cálculo del Valor Ce:	zona	Ce	%	Ce x %
	1	0.141	8.42	1.18
	2	0.111	5.61	0.62
	3	0.041	33.68	1.38
	3	0.091	16.84	1.53
	4	0.121	12.63	1.52
	4	0.141	22.82	3.21
				9.44

por lo tanto **Ce = 0.0944**

Como observaciones complementarias, de la carta geológica (INEGI) se concluye que en la cuenca predominan las riolitas y en estos afloramientos la permeabilidad es baja.

Asimismo, de la carta Edafológica (INEGI) se observa que predominan los suelos de textura arcillosa con clases de pendientes "a" y "b".

V.2.- Curva masa de aportaciones.-

El porcentaje de aprovechamiento "a" varía normalmente entre 0.50 y 0.70 dependiendo del clima en la cuenca. En este caso, de la carta de climas obtenemos el clima más seco de los templados sub-húmedos, lo que hace "a" = 0.55.

Los volúmenes se expresan en millares de m³ e iniciamos el cálculo a partir del mes en el que se inician las siembras:

MES	V O L U M E N E S			CURVA MASA APORTACIONES
	PRECIPITACION	ESCURRIMIENTO	APROVECHABLE	
Marzo	195.38	18.444	10.144	10.144
Abril	507.06	47.866	26.327	36.471
Mayo	1563.04	147.551	81.153	117.624
Junio	6545.22	617.869	339.828	457.452
Julio	8843.26	834.804	459.142	916.594
Agosto	8024.53	757.516	416.634	1,333.227
Septiembre	7545.38	712.284	391.756	1,724.983
Octubre	3084.21	291.149	160.132	1,885.116
Noviembre	762.91	72.019	39.610	1,924.726
Diciembre	451.23	42.596	23.428	1,948.154
Enero	697.79	65.871	36.229	1,984.383
Febrero	223.29	21.079	11.593	1,995.976

V.3.- Estimación de las demandas.

V.3.1.- Volumen de evaporación.

Se calcula con la ecuación:

$$V_E = 0.20 \sum_1^{12} V_{a_i}$$

$$= 0.20 \times 1,995.98 = 399.196 \text{ Millares de metros cúbicos (MiMC)}$$

Los porcentajes de evaporación media mensual se toman de la estación más próxima a la obra, en este caso la estación núm.87 y se muestran en la Tabla núm.2, renglón 1. La evaporación mensual aparece en el renglón (2) de la misma Tabla. El volumen de evaporación aparece en el renglón (3).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

V.3.2.- Volumen para uso pecuario.

Del área total de la cuenca consideramos:

Sin utilización	=	500 ha
Bajo cultivo	=	200 ha
Para ganado mayor	=	805 ha
Para ganado menor	=	1,611 ha

De COTECOCA tomamos los siguientes coeficientes:

Para ganado mayor:	15 ha / cabeza
Para ganado menor:	2 ha / cabeza

Por lo tanto,

Núm. Cabezas ganado mayor:	$(805 / 15) = 54$
Núm. Cabezas ganado menor:	$(1,611 / 2) = 806$

Los factores para uso pecuario anual son:

Ganado mayor:	$F_G = 15$
Ganado menor:	$F_g = 4$

El volumen anual para uso pecuario será:

$$V_U = 54 \times 15 + 1,611 \times 4 = 7,254.00 \text{ m}^3$$

$$V_U = 7.254 \text{ MiMC}$$

El volumen mensual se calcula:

$$V_{U1} = (7.254 / 12) = 0.605 \text{ MiMC / mes}$$

V.3.3.- Volumen para riego.

Utilizamos la ecuación:

$$V_R = \sum_1^{12} Va_i - (V_E + V_U)$$

$$V_R = 1,995.98 - (399.20 + 7.254)$$

$$V_R = 1,589.53 \text{ MiMC}$$

Volúmenes mensuales para riego.

El procedimiento de calculo para encontrar los volúmenes mensuales de riego se muestran en la tabla 2, juntamente con calculo de la evaporación, uso consuntivo y por tanto determinación de las demandas mensuales.

La evaporación anual se toma de la estación mas cercana al sitio de la obra y resulta ser de:

$$E_A = 2,000 \text{ mm}$$

La Evapotranspiración potencial mensual se calcula con la ecuación:

$$Etp_i = 0.77 E_i$$

El porcentaje de desarrollo medio mensual se calcula según se muestra en el siguiente cuadro:

Maíz

Mes	Principio	Final	Suma	Pdm _i
1	0	10	10	5.0
2	10	20	30	15.0
3	20	25	45	22.5
4	25	25	50	25.0
5	25	20	45	22.5

Frijol

1	0	30	30	15.0
2	30	35	65	32.5
3	35	35	70	35.0

Los valores calculados se colocan en el renglón (7) de la Tabla núm.2.

El "coeficiente de corrección" se calcula con la ecuación:

$$C_C = (K_{g_{med}} \times \Sigma Etp_i) / \Sigma Et^i \quad \text{dónde,}$$

ΣEtp_i = renglón (5), Tabla 2.

ΣEt^i = renglón (9), Tabla 2.

En el caso del maíz:

$$C_{Cm} = (0.70 \times 84.3) / 47.9 = 1.232 \quad \text{(renglón 11, Tabla 2)}$$

En el caso del frijol:

$$C_{cf} = (0.65 \times 56.6) / 48.6 = 0.757$$

(renglón 11, Tabla 2)

La precipitación calculada mensual (renglón 14, Tabla 2), se obtiene mediante la ecuación de Prescott y Anderson:

$$P_{C_i} = 0.9 (10 E_i)^{0.75}$$

P_{C_i} .- Precipitación Calculada mensual

E_i .- Evaporación Mensual

La precipitación efectiva (renglón 15, Tabla 2), se calcula:

$$\text{Si } P_{C_i} \geq P_i; \quad P_{E_i} = 0$$

$$\text{Si } P_{C_i} < P_i; \quad P_{E_i} = 0.80 P_i$$

Para calcular la lámina bruta (renglón 17, Tabla 2), suponemos una eficiencia de uso del agua del 50% para el maíz, considerando que los suelos son arcillosos pero que los agricultores carecen de tecnología. En el caso del frijol, debido a que los riegos deben ser mas "ligeros" suponemos una eficiencia del 70%. Por lo tanto,

$$L_{b_i} = (R_{r_i} / 0.50) = 2.0 R_{r_i} \quad (\text{Maíz; renglón 17, Tabla 2})$$

$$L_{b_i} = (R_{r_i} / 0.70) = 1.43 R_{r_i} \quad (\text{Frijol; renglón 17, Tabla 2})$$

La lámina bruta media mensual se obtiene:

Para el maíz:

$$L_{b_{m_i}} = (L_{b_{\text{anual}}}) / 5 = (74.4) / 5 \approx 25 \text{ cm} \quad (\text{renglón 18})$$

Para el frijol:

$$L_{b_{m_i}} = (52.6) / 3 \approx 18 \text{ cm} \quad (\text{renglón 18})$$

Los cultivos de acuerdo a información de los usuarios se sembrarán en los siguientes porcentajes de la superficie a beneficiar:

Maíz: 70%

Frijol: 30%

La lámina ponderada (Lb_p) será:

Cultivo	Área	Lámina bruta	Ponderación
	%	cm	cm
Maíz	0.70	74.4	52.1
Frijol	0.30	52.6	15.8
Suma	1.00		67.9

El área máxima de riego será:

$$A_R = (10 V_R) / Lb_p$$

$$A_R = (10 \times 1,589.530) / 67.9$$

$A_R \approx 234$ ha, que serán sembradas de:

$$\text{Maíz: } 234 \times 0.70 = 164 \text{ ha}$$

$$\text{Frijol: } 234 \times 0.30 = 70 \text{ ha}$$

Estas son las superficies máximas posibles de regar. Pero considerando que la superficie máxima de los usuarios de "La Llave" es de 115 ha., y que los usuarios de la presa "Los Angeles" (1.4 km. aguas abajo de "La Llave") desde hace muchos años cuentan con los volúmenes excedentes para sus propia superficie de riego, el área a regar en el proyecto que nos ocupa será de 115 ha.

$$\text{Maíz: } 115 \times 0.70 = 80.5 \text{ ha.}$$

$$\text{Frijol: } 115 \times 0.30 = 34.5 \text{ ha.}$$

El volumen mensual para riego, por cultivo, se calcula con la ecuación:

$$V_{rij} = (0.10 Lb_{m_{ij}}) A_{rj}$$

Para el maíz:

$$V_{r_{maiz}} = 0.10 \times 25 \times 80.5 = 201.25 \text{ MiMC} \quad (\text{renglón 19})$$

Para el frijol:

$$V_{r_{frijol}} = 0.10 \times 18 \times 34.5 = 62.10 \text{ MiMC} \quad (\text{renglón 19})$$

Tabla 2 PRESA "LA LLAVE". Cálculo de la Capacidad Inicial Útil

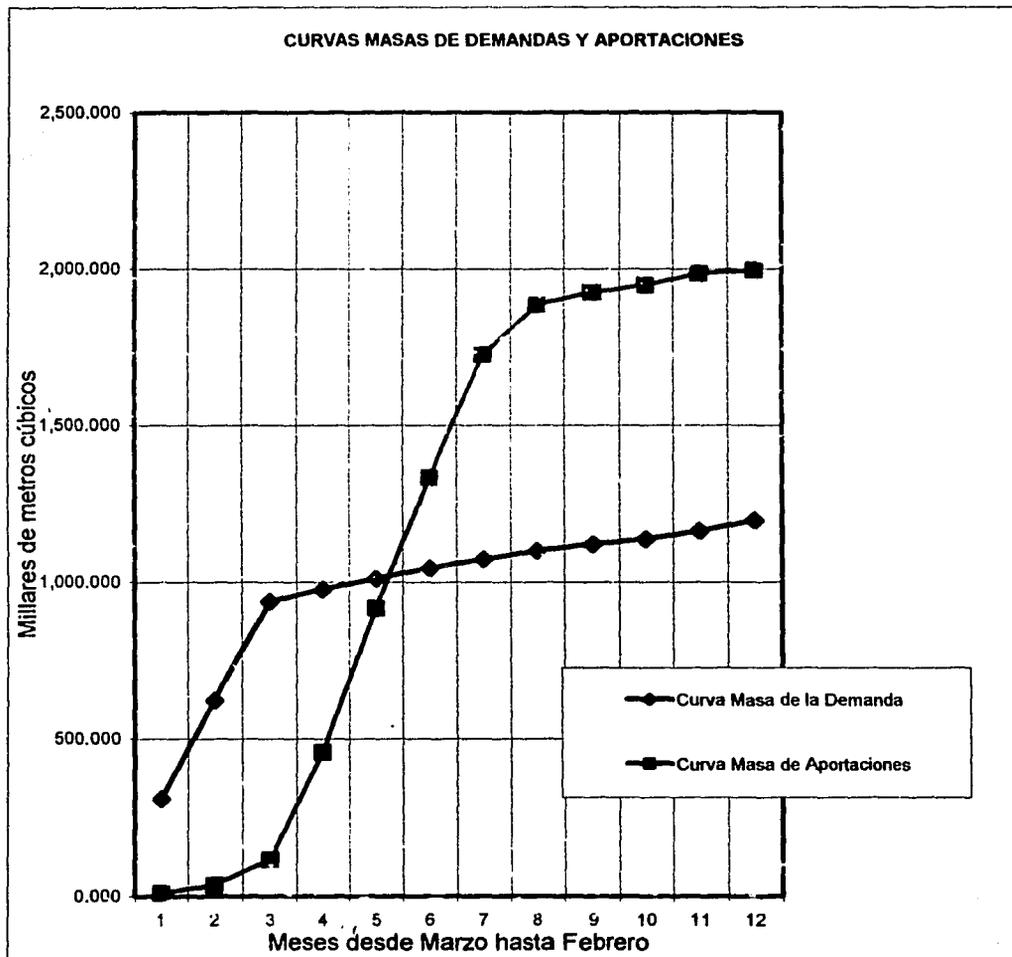
Núm.	CONCEPTO	Ecuación	Unl.	Cur.	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	Anual	
1	N de Esgrización		m		11 707	12 120	12 000	9 600	8 400	8 200	6 900	6 430	6 200	6 200	6 340	8 100		
2	Estracción mensual	Et = Dca x EAF 100%	cm		23 660	24 220	25 000	19 200	16 800	16 400	13 900	12 830	12 400	12 400	12 670	16 190	200 000	
3	Volumen de Esgrización	Vol = V/MC	M ³		46 712	48 336	51 400	38 320	33 600	32 720	27 840	25 660	24 760	24 800	25 340	32 370	398 160	
4	Desarrollo medio mensual		M ³	M ³	X	X	X	X	X									
5	Estracción mensual	Est = E 77 x D	cm		18 819	19 234	19 020	14 794	12 924								84 200	
6	X de desarrollo mensual		M ³		16 200	16 600	16 200	12 600	10 800								66 000	
7	X de desarrollo medio mensual		M ³		10 200	10 350	10 120	7 560	6 480									
8	Conf. de desarrollo mensual		M ³		6 000	6 150	6 070	4 540	3 880									
9	Sup. mensual en campo	Et = Dca x Va	m		8 100	8 350	8 500	6 480	5 640								47 880	
10	Confianza gradual		M ³		11 700	12 120	12 000	9 600	8 400								46 800	
11	Confianza correcta		M ³														1 320	
12	Extr. Com. Et	Et = Ca x Et	cm		19 000	19 700	19 800	15 500	13 600								8 700	
13	Presión en la malla		m		4 800	4 950	5 000	3 840	3 360									
14	Presión en la malla	Pr = EAF x Et	m		53 880	55 290	56 200	43 440	37 920									
15	Presión en la malla		m		8 200	8 350	8 500	6 480	5 640									
16	Hogarenos de largo m. total	H = Et x Pa	cm		19 200	19 700	19 800	15 200	13 200									37 200
17	Límite de m. total	Lm = Z x Pa	cm		20 200	20 700	20 800	15 800	13 800									36 800
18	Límite de m. total	Lm = Z x Pa	cm		12 920	13 230	13 300	10 120	8 880									62 800
19	Vol. de agua por m. total	V = (R x Lm) x Et	M ³		26 200	26 700	26 800	20 200	17 600									780 000
20	Vol. de agua mensual		M ³		263 200	267 200	268 200	202 000	176 000									7 200
21	Volumen de agua mensual		M ³		8 800	9 000	9 100	6 900	6 000									1 100 000
22	Volumen mensual de la demanda		M ³		218 400	218 200	218 100	165 100	143 000									
23	Demanda de la demanda	DM = Dca x EAF	M ³		318 000	327 200	329 200	251 200	218 400									
24	Demanda de la demanda	DMA = Dca x EAF	M ³		96 144	98 412	99 552	75 360	65 520									
25	(DM - DMA)		M ³		308 221	308 444	309 648	235 840	202 880									

49

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

El volumen mensual de la demanda (renglón 22) se obtiene sumando los volúmenes mensuales para riego, para uso pecuario y de evaporación.

La curva masa de la demanda se obtiene acumulando los volúmenes mensuales de la demanda. (Renglón 23).



V.3.4.- Capacidad de azolves.

Se calcula con la ecuación:

$$C_z = 0.001 (n / a) \Sigma V a_i$$

Para esta obra el período de vida se considera de 25 años.

Por lo tanto:

$$C_z = 0.001 (25 / 0.55) \times 1995.98$$

$$C_z = 90.726 \text{ MiMC}$$

V.4.- Capacidad inicial útil.

Es la diferencia máxima mensual entre la curva masa de demandas y la curva masa de aportaciones. Se produce en el mes de mayo y es de 821.151 MiMC.

$$C_{i\text{útil}} = 821.151 \text{ MiMC}$$

V.5.- Capacidad de almacenamiento necesaria.

Se calcula con:

$$\begin{aligned} C_{a\text{nec}} &= C_{i\text{útil}} + C_z \\ C_{a\text{nec}} &= 821.151 + 90.726 \\ C_{a\text{nec}} &= 911.877 \text{ MiMC} \end{aligned}$$

V.6.- Elevación de la obra de toma y de la cresta vertedora.

La elevación de la obra de toma en nuestro caso, quedará a 0.20 m. sobre el nivel de azolves. Las elevaciones a rasante del tubo serían las siguientes:

Toma baja:	1681.98
Toma media:	1682.17
Toma alta:	1683.71

Cuando el nivel de azolves alcance la elevación de las tomas, se incrementará el umbral 0.20 m. más y así sucesivamente hasta alcanzar la elevación de proyecto para una vida útil de 25 años.

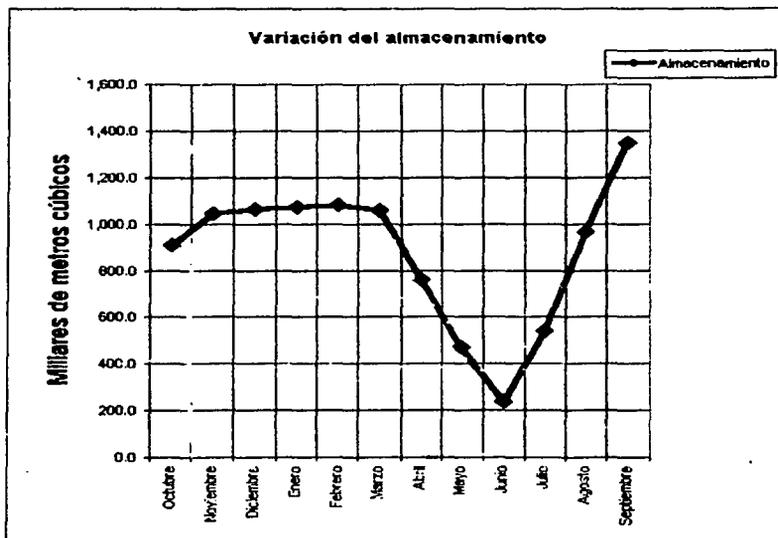
La elevación de la cresta vertedora corresponde a la elevación 1684.71, resultado de sobre elevar la cresta del antiguo vertedor en 1.50 metros y proporcionándonos el vaso una capacidad de 927,250 m³.

V.7.- Funcionamiento del Vaso.

El funcionamiento del vaso se muestra en la siguiente tabla y la gráfica correspondiente. El funcionamiento se inicia el mes de Octubre que corresponde al comienzo del ciclo agrícola en la generalidad de las áreas de riego del país. Como se puede observar el almacenamiento a partir del mes de junio, tiene excedentes por 52.66 millares de m³; en agosto tiene excedentes por 383.205 millares de m³ y en septiembre por 363.611. El exceso durante el total medio anual de 799.476 que verterían hacia la presa "La Llave" serán aprovechados por la presa , "Los Angeles" ; a 1.40 km aguas abajo.

FUNCIONAMIENTO DEL VASO DE LA PRESA "LA LLAVE"

Mes	Almacenamiento inicial 10 ³ m ³	Aportaciones 10 ³ m ³	Demanda 10 ³ m ³	Balance 10 ³ m ³	Almacenamiento final 10 ³ m ³
Octubre	911.877	160.132	26.155	133.977	1,045.854
Noviembre	1,045.854	39.61	21.365	18.245	1,064.099
Diciembre	1,064.099	23.428	16.575	6.853	1,070.952
Enero	1,070.952	36.229	25.755	10.474	1,081.426
Febrero	1,081.426	11.593	33.335	-21.742	1,059.684
Marzo	1,059.684	10.144	310.665	-300.521	759.163
Abril	759.163	26.327	312.255	-285.928	473.235
Mayo	473.235	81.153	315.855	-234.702	238.533
Junio	238.533	339.828	38.925	300.903	539.436
Julio	539.436	459.142	34.135	425.007	964.443
Agosto	964.443	416.634	33.335	383.299	1,347.742
Septiembre	1,347.742	391.756	28.145	363.611	1,711.353



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

V.8.- Avenida de Diseño

Para la determinación del gasto de diseño se utilizará el método de las envolventes de Creager y métodos empíricos estadísticos.

V.8.1.- Método de las Envolventes.

Del Boletín Hidrológico de la SARH se selecciona la Región núm.12 y utilizando la envolvente Creager con el área de la cuenca de 53.099 km²; (6.0 km² de cuenca propia mas 25.164 km² de cuenca del canal alto mas 21.935 km² de la cuenca de la presa "Las Cañas", que en casos muy desfavorables vertería todo el escurrimiento hacia "La Llave") obtenemos:

$$q_u = 3.40 \text{ m}^3 / \text{seg} / \text{km}^2$$

El gasto de la avenida de diseño se obtiene:

$$\begin{aligned} Q_{\text{cuenca Propia}} &= 6.0 \text{ Km}^2 \times 3.40 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{km}^2 = 20.4 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{\text{por Canal}} &= 47.1 \text{ km}^2 \times 3.40 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{km}^2 = 160.1 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$Q_d = q_u \times A_{\text{cuenca}} = 180.54 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

REVISIÓN DEL CANAL

El Canal Alto funciona como colector que llevará los escurrimientos de una parte de la cuenca hacia el vaso de la llave, sin incluir los escurrimientos de la cuenca propia del vaso de 6 km². Se comprobará que la capacidad de este canal tendrá las condiciones hidráulicas suficientes para interceptar los escurrimientos máximos probables que en este caso es de Q=160.14 m³/s.

En condiciones extraordinarias este canal funcionaría, si su capacidad fuera insuficiente, desbordando los excedentes a lo largo de su longitud lo que en estas condiciones la estructura se comportaría como una limitante para las aportaciones al vaso.



$$\text{Area hidráulica : } A = (19 \times 1.90) + (1 \times 1.90^2) = 39.71 \text{ m}^2$$

Aplicando $Q = v A$; donde

$$V = 1/n R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = A/n R^{2/3} S^{1/2}$$

$$R = [(19 + 1.9) \times 1.9] / [19 + (2 \times 1.9 \times \sqrt{1+1^2})] = 39.71 / 24.374$$

$$R = 1.63 \text{ m.}$$

La pendiente se determinara desde 4.8 km en el poblado de Agua Gorda aguas arriba de la descarga del canal en la que la elevación es 1700.00 msnm aproximadamente, mientras que la elevación en el canal alto al desfogue es de 1690.00 msnm; por lo que la pendiente será:

$$S = 10 \text{ m.} / 4,800 \text{ m} = 0.00208$$

$$Q = (39.71 / 0.014) \times (1.63)^{2/3} \times (0.00208)^{1/2}$$

$$Q = 179.16 \text{ m}^3/\text{s} > 160.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con los resultados obtenidos se comprueba que el canal puede aportar el gasto máximo de los 160.14 m³/seg.

V.8.2. Métodos Estadísticos

Se utilizarán los métodos propuestos por Gumbell, Nash y Levediev. En este caso no se cuenta con datos hidrométricos por lo que se utilizarán datos de registros de lluvia y posteriormente por el método de Gregory Arnold se obtendrá el gasto de diseño por la relación lluvia-gasto.

Datos de lluvia: Se obtuvo información pluviométrica de lluvia máxima en 24 horas de la estación Puruándiro, sus valores se presentan a continuación.

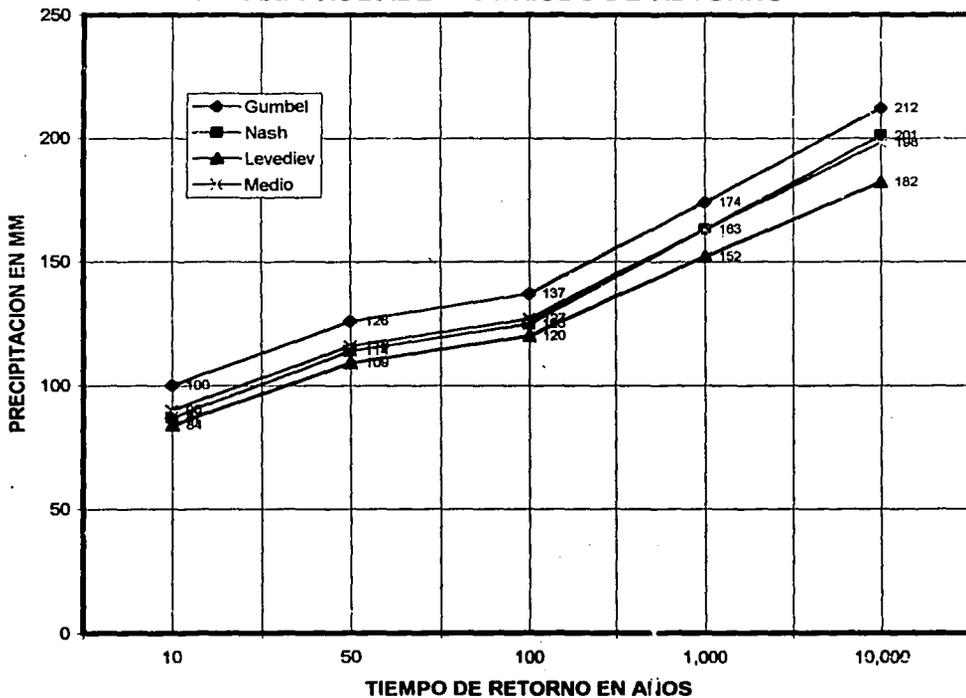
AÑO	LAMINA [mm]	AÑO	LAMINA [mm]	AÑO	LAMINA [mm]
1961	36.0	1969	73.5	1978	82.0
1962	64.0	1970	84.5	1979	46.0
1963	35.0	1971	35.0	1980	45.0
1964	51.0	1972	46.0	1981	42.0
1965	63.0	1973	82.0	1982	48.0
1966	48.0	1974	38.0	1983	96.5
1967	61.3	1975	48.0	1984	43.5
1968	35.0	1976	40.0	1985	61.5
1968	35.0	1977	49.0		

Con la aplicación de los métodos citados se obtuvieron, para diferentes períodos de retorno los resultados que resumen en el cuadro y la gráfica siguiente:

**ESTACION CLIMATOLOGICA PURUANDIRO.MICH.
LLUVIA MAX. 24 HORAS
ANALISIS ESTADISTICO
METODOS DE GUMBEL, NASH Y LEVEDIEV**

h máxima en mm			Tr años	hd de diseño en mm			
Gumbel	Nash	Levediev		Gumbel	Nash	Levediev	Medio
82	80	77	10	100	87	84	90
108	105	97	50	126	114	109	116
119	116	105	100	137	125	120	127
156	152	131	1,000	174	163	152	163
193	187	155	10,000	212	201	182	198

**ESTACION CLIMATOLOGICA PURUANDIRO MICH.
LLUVIA MAXIMA 24 HRS
H MAX. PROBABLE - PERIODO DE RETORNO**



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

De la gráfica se optó por considerar una lluvia máxima probable de 174 mm para un período de retorno de 1:1000 años.

V.8.3 Determinación del Gasto de Diseño

Se optó por el método de Gregory-Arnold para determinar el gasto de diseño. Se consideró este método por que es el que toma el mayor número de parámetros y su formula es:

$$Q_{\text{máx}} = (\delta/7.2) \times 3.6^y \times (P/L)^y \times T_c^y \times (C \times A \times I_p)^E \times F^\phi \times S_p^\lambda / 1000)^\mu$$

La ecuación anterior es la expresión general matemática para la obtención del $Q_{\text{máx}}$. en una cuenca, a partir de la precipitación máxima en el área.

Variables	Constantes
$Q_{\text{máx}}$ [m ³ /s]	$\epsilon=4eg$
L.-Longitud del Cauce en km	$\mu=23g$
Tc.-Tiempo de Concentración en Horas	$\gamma=4g$
C.- Coeficiente de Escurrimietno	$\phi=8eg$
A.- Area de la Cuenca en km ²	$\lambda=1.5eg$
I_p .- Intensidad de Lluvvia Xc/Tc (mm/hr)	
S_p = Pendiente Ponderada al millar	

Determinación del Tiempo de concentración, se utilizará los métodos de Rowe, Kirpich, Chow, SCS.

DATOS:

Area [km ²]	L [km]	ΔH [m]	S $\Delta H/L$ [m/Km]
53.1	17.683	502	28.39

Resultados del Calculo de Tc [Hr]

Rowe	Kirpich	Chow	SCS	Promedio
2.38	2.38	1.89	2.34	2.25

Se opta por los resultados obtenidos el valor obtenido por Chow.

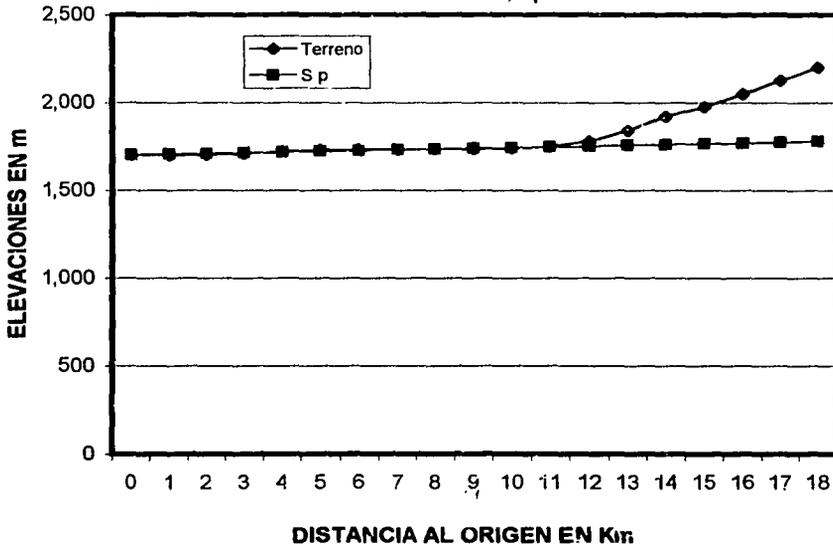
Los datos de la pendiente Ponderada del cauce principal junto con su gráfica se muestran en la siguiente página:

Cuadro No 6, Cálculo de la pendiente ponderada por el método de Taylor y Schwarz

m	Distancia al origen Km	ΔL Km	Elevación en m del Terreno	Δh m	S al millar	$1 / (S)^{1/2}$	Elevación en m de la S_p
0	0	0.00	1700				1700
1	1	1.00	1701	1	1.0000	1.00000	1704
2	2	1.00	1702	1	1.0000	1.00000	1709
3	3	1.00	1710	8	8.0000	0.35355	1713
4	4	1.00	1720	10	10.0000	0.31623	1717
5	5	1.00	1730	10	10.0000	0.31623	1722
6	6	1.00	1,731	1	1.0000	1.00000	1726
7	7	1.00	1,732	1	1.0000	1.00000	1731
8	8	1.00	1,733	1	1.0000	1.00000	1735
J	9	1.00	1,734	1	1.0000	1.00000	1739
10	10	1.00	1,740	6	6.0000	0.40825	1744
11	11	1.00	1,750	10	10.0000	0.31623	1748
12	12	1.00	1,780	30	30.0000	0.18257	1752
13	13	1.00	1,840	60	60.0000	0.12910	1757
14	14	1.00	1,920	80	80.0000	0.11180	1761
15	15	1.00	1,975	55	55.0000	0.13484	1765
16	16	1.00	2,050	75	75.0000	0.11547	1770
17	17	1.00	2,125	75	75.0000	0.11547	1774
18	18	1.00	2,200	75	75.0000	0.11547	1779
18					SUMA	8.61521	

S = 4.37 al millar

FIGURA No 2.- PENDIENTE PONDERADA, $S_p = 4.37$ al millar



Desarrollo de los cálculos

Las condiciones de la cuenca son con cubierta vegetal y sin zonas de inundación y por lo que respecta a su cauce, se presenta en condiciones normales, lo que refleja en el tipo del hidrógrama semejante a un triángulo isósceles.

Con las condiciones citadas, en el valor de δ tiene un valor de 2.

Cuadro de Resultados

Concepto	Cantidad	Concepto	Cantidad
$\gamma=1(4-e)$	=0.2857	3.6γ	2.0571
$\alpha =\delta/7.2$	=0.2778	1000^μ	7.1969
$\varepsilon = 4eg$	=1.1429	P/L	0.03195159
$\mu = 2eg$	=0.2857	$(P/L)^\gamma$	0.1398
$\gamma = 4eg$	=0.5714	Tc^γ	1.4431
$\phi = 8eg$	=1.1429	$(C \times A \times Ip)^c$	2376.06278
$\lambda= 1.5eg$	=0.2143	F^ϕ	3.4497
		S_p^λ	1.3713
			$Q_{m\acute{a}x}=180.0 \text{ m}^3/\text{s}$

Conclusiones:

Por el método de las envolventes se tiene un $Q_d= 180.54 \text{ m}^3/\text{s}$ y con los métodos empíricos de Gregory Arnold, el gasto para un periodo de retorno 1:1000 años es de $180 \text{ m}^3/\text{s}$, resultados muy semejantes por lo que el gasto de diseño se adopta de $Q_d=180 \text{ m}^3/\text{s}$.

Determinación de la forma del hidrograma:

$$t_p=0.5d + t_R$$

(Manual de Obras Civiles, CFE A.1.5 Relación Lluvia escurrimiento)

$$t_R= 0.6t_c= (0.6)(1.89) \rightarrow t_R= 1.13 \text{ [Hr]}$$

$$d= 2\sqrt{(t_c)} = 2\sqrt{(1.89)} \rightarrow d= 2.75$$

$$t_p= (0.5)(2.75)+1.13 \rightarrow t_p=2.505$$

V.8.4. Transito de la Avenida

Para el tránsito de la avenida. existen los métodos de Goodrich y Plus modificados. Sin embargo el Ing. Ignacio Elizalde desarrollo un método matemático, con el que se realizaron los cálculos para la determinación del NAME.

TRANSITO DE AVENIDAS POR UN VASO DE ALMACENAMIENTO METODO DESARROLLADO POR EL ING. I. ELIZALDE

DEDUCCION DEL PROCEDIMIENTO DE CALCULO DEDUCCION DE FORMULAS PARA UN LAPSO DE TIEMPO Δt

El desarrollo de las ecuaciones se basa en cálculos sucesivos para lapsos de tiempo Δt , entre más reducidos sean los valores de este tiempo, mayor exactitud se tendrá en los resultados

Un lapso de tiempo se ubica entre los tiempos de su inicio t_1 y a su terminación t_2

Durante estos tiempos se obtiene la igualdad de volúmenes siguiente.

$$\text{Vol}_E = \text{Vol}_A + \text{Vol}_V \text{----- Ec 1}$$

donde:

Vol_E = Volumen de agua que entrada al vaso en un lapso de tiempo Δt , obtenido del hidrograma, fig 1, en m^3

Vol_A = Volumen de agua que se almacena en el vaso en un lapso de tiempo Δt , valor que se obtiene con el auxilio de la grafica de Elev-capacidades, fig 3, en m^3

Vol_V = Volumen de agua que sale por el vertedor en un lapso de tiempo Δt , en m^3

Cálculo del volumen de entrada Vol_E

Con base al hidrograma de la avenida en estudio, representada en la Fig. 1, se tiene:

$$\text{Vol}_E = (\text{Q}_{E2} - \text{Q}_{E1})\Delta t / 2 \text{----- Ec 2}$$

donde:

Vol_E Volumen de agua que entra al vaso en el lapso de tiempo Δt , en m^3

Q_{E2} Gasto de entrada al final del lapso de tiempo Δt , en m^3 / seg

Q_{E1} Gasto de entrada en el inicio del lapso de tiempo Δt , en m^3 / seg

Δt Lapso de tiempo, en seg.

Cálculo del volumen de almacenado Vol_A

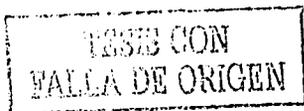
La determinación del valor del volumen almacenado en el instante Δt , se hace uso de la gráfica de Elev-capacidades, fig 2, con la rama localizada por arriba de la elevación del cimacio

En general la representación gráfica de la curva de Elev-capacidades del vaso es de la forma representada en la fig 2, en donde en su tramo superior tiende a ser una curva asintótica al eje de los volúmenes

Como la altura H del rango en donde se presenta el tirante ϵ n la descarga del vertedor, es reducida en comparación con la altura H_t , comprendida entre el fondo del vaso y la elevación del cimacio, es válido suponer que el tramo de la gráfica entre los puntos A y B (Fig 2), se represente como una recta, tal como se observa en la fig 3

Si se tuviera que ser más preciso, el tramo A B, se puede obtener su ecuación por cualquier procedimiento matemático.

En este análisis se opta por cosidérar que el tramo A B es representado por una recta.



De la fig 3, se tiene:

Tang. $\theta = \Delta H / \Delta \text{Vol}$ como $\Delta H = H_2 - H_1$

entonces

Tang. $\theta = (H_2 - H_1) / \Delta \text{Vol}$

despejando a ΔVol se obtiene:

$$\text{Vol}_A = \Delta \text{Vol} = (H_2 - H_1) / \text{tg } \theta \text{ ----- Ec 3}$$

donde:

- Vol_A Volumen de agua que se almacena en el vaso durante un lapso de tiempo Δt , en m^3
- H_1 y H_2 Tirantes de agua sobre el vertedor, al inicio y al final de un lapso de tiempo Δt , en m^3
- $\text{tg } \theta$ Constante obtenida de la forma siguiente:

de la fig 3 se tiene : $\text{tang. } \theta = H / \text{Vol} \text{ ----- Ec 4}$

donde: H = valor AC, obtenido para la formación de la gráfica 3, en m
 Vol = valor AC, obtenido para la formación de la gráfica 3, en m

Cálculo del volumen vertido, Vol_v

De la fórmula de vertedores de descarga libre se tiene:

$$Q = CLH^{3/2} \text{ ----- Ec 5}$$

donde:

- Q Gasto vertido por el vertedor, m^3 / seg
- C Coeficiente de gasto, que para vertedores con perfil tipo Creager, su valor oscila entre 1.8 y 2.3, para el sistema métrico decimal
- L Longitud de la cresta vertedora, en m
- H Carga sobre el vertedor, incluida la carga de velocidad, en m

Los valores de C y de L son constantes y por consecuencia lo es también el producto CL de donde $K = CL$

Sustituyendo K en la ec 5, se tiene:

$$Q = KH^{3/2} \text{ ----- Ec 6}$$

Como $\text{Vol} = Q \times t$ entonces la ec 6 se transforma en:

$$\text{Vol} = KH^{3/2}t \text{ ----- Ec 7}$$

En un lapso de tiempo Δt , el volumen vertido queda expresado en la forma siguiente:

$$\Delta \text{Vol}_v = \Delta Q \times \Delta t \text{ ----- Ec 8}$$

en donde:

$$\text{Vol}_v = (Q_2 + Q_1) / 2 = (H_1^{3/2} + H_2^{3/2}) (K \Delta t / 2) \text{ ---- Ec 9}$$

sustituyendo las ec 1, 3 y 9 en la ec 1, se obtiene la ecuación general siguiente:

$$(Q_{E2} - Q_{E1}) \Delta t / 2 = (H_2 - H_1) / \text{tg } \theta + (H_1^{3/2} + H_2^{3/2}) (K \Delta t / 2) \text{ ----- Ec 10}$$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Al inicio de los escurrimientos de la avenida de proyecto, se ha supuesto que el nivel del agua en el vaso, corresponde a la elevación del cimacio del vertedor y en este instante se tendrán los siguientes valores:

$$t_1 = 0$$

$$Q_{E1} = 0$$

$$H_1 = 0$$

y por consiguiente en el primer lapso de tiempo Δt , la ec10 se transforma en.

$$\boxed{Q_{E2} \times \Delta t / 2 = H_2 / \text{tg } \theta + H_2^{3/2} (K \Delta t / 2)} \text{----- Ec 11}$$

En la ecuación anterior, el resultado del primer miembro es conocido y se resuelve la ecuación por aproximaciones sucesivas, suponiendo valores de H_2 hasta obtener la igualdad

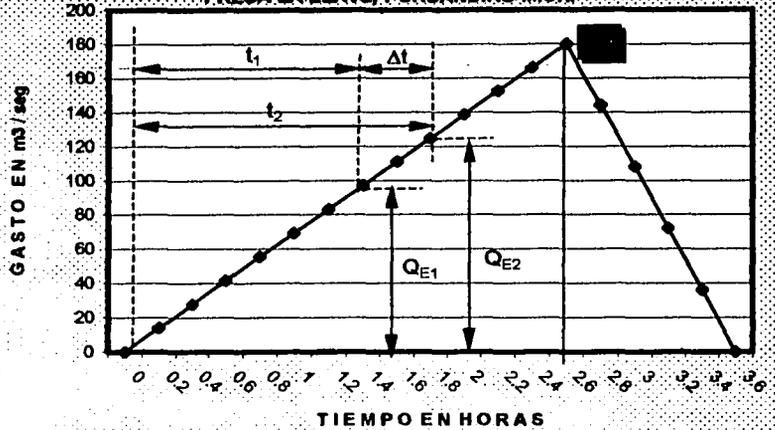
El mismo procedimiento se sigue para los subsecuentes lapsos de tiempo, resolviendo la ec 10 y para cada caso el, valor de H_2 obtenido en el lapso de tiempo anterior pasa a ser H_1 en el cálculo nuevo

A continuación se presenta el desarrollo de cálculo, con los datos obtenidos previamente

HIDROGRAMA

Tiempo Horas	Gasto m ³ / seg
0	0
0.2	14
0.4	28
0.6	42
0.8	55
1	69
1.2	83
1.4	97
1.6	111
1.8	125
2	138
2.2	152
2.4	166
2.6	180
2.8	144
3	108
3.2	72
3.4	36
3.6	0

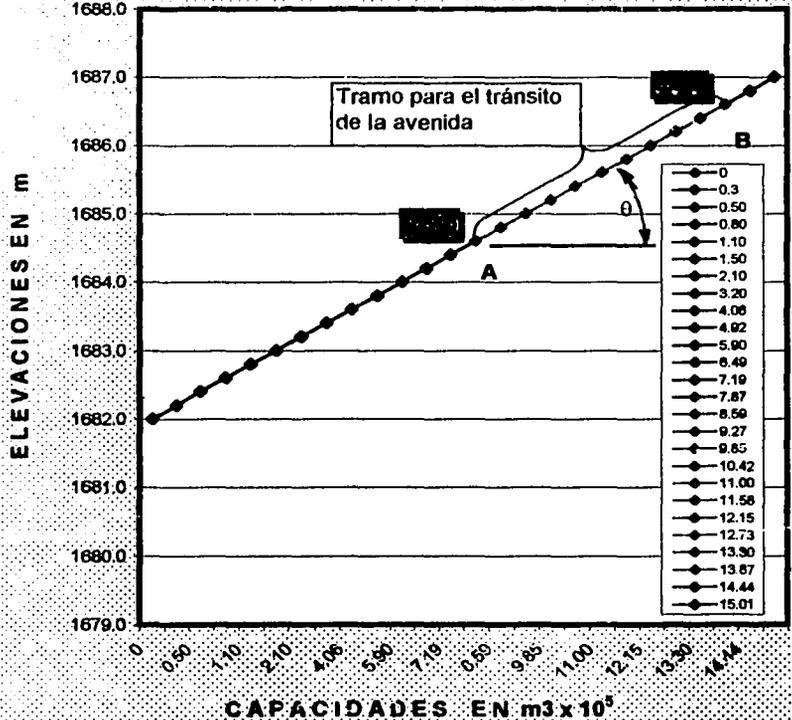
FIGURA No 1.- HIDROGRAMA PRESA LA LLAVE, PURUANDIRO MICH.



ELEV - VOLUMENES

Elev. m	Volúmen m 10 ⁵
1682.0	0
1682.2	0.3
1682.4	0.50
1682.6	0.80
1682.8	1.10
1683.0	1.50
1683.2	2.10
1683.4	3.20
1683.6	4.06
1683.8	4.92
1684.0	5.90
1684.2	6.49
1684.4	7.19
1684.6	7.87
1684.8	8.59
1685.0	9.27
1685.2	9.85
1685.4	10.42
1685.6	11.00
1685.9	11.58
1686.0	12.15
1686.2	12.73
1686.4	13.30
1686.6	13.87
1686.8	14.44
1687.0	15.01

FIGURA No 2.- GRAFICA ELEVACIONES-CAPACIDADES PRESA LA LLAVE PURUANDIRO MICH.

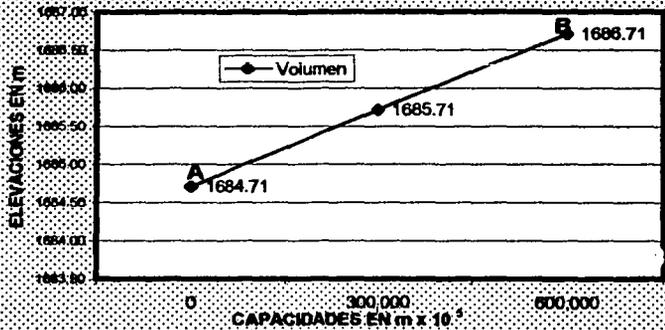


TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ELEV-VOLUMENES

Elev.m	m3 Volumen
1684.71	0
1685.71	300,000
1686.71	600,000

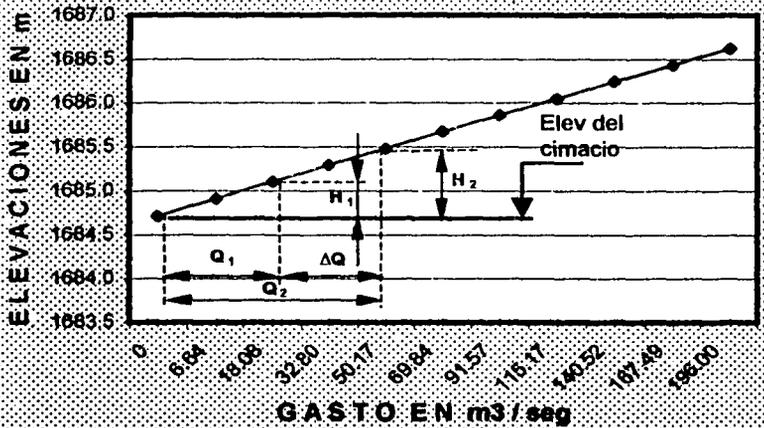
FIGURA No 3.- ELEV-CAPACIDADES DEL VERTEDOR PRESA LA LLAVE, PURUANDIRO MICH.



ELEV-VOLUMENES

Gasto m3/SEC	Elev. m
0	1684.7
6.64	1684.9
18.08	1685.1
32.80	1685.3
50.17	1685.5
69.84	1685.7
91.57	1685.9
115.17	1686.1
140.52	1686.2
167.49	1686.4
196.00	1686.6

FIGURA No 4.- GRAFICA ELEV-GASTO DEL VERTEDOR



Datos del vertedor

Elev cimacio m	L m	C	K = CL
1684.7	43.25	1.75	74.25

Cálculo de tg θ

Elev ₂	1686.71 m	H =	2.00 m
Elev ₁	1684.71 m	Δvol =	6.00 x 10 ⁵
Vol ₁	7.87 x 10 ⁵		
Vol ₂	13.87 x 10 ⁵		
Tg θ =	H / ΔVol =		0.0003033

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

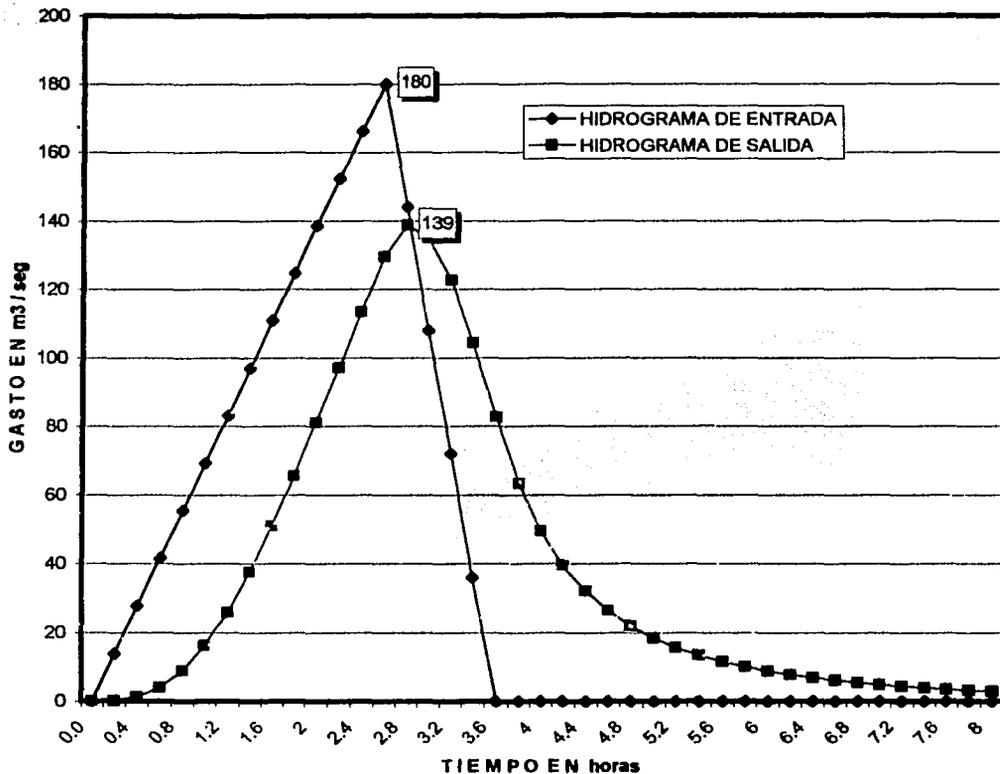
Cálculo del tránsito de la avenida por la presa La llave, Puruandiro Mich.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
t	Q _{E1}	Q _{E2}	(Q _{E1} + Q _{E2}) Δt / 2	K ₁ = (H ₂ - H ₁) / Tg φ		K ₂ = (H ₂ ^{0.52} - H ₁ ^{0.52}) K Δt / 2			Q _s	4-9
hora	m3/seg	m3/seg	m3	H ₁ m	H ₂ m	K ₁	K ₂	K ₁ +K ₂	CLH ^{3/2} m3/seg	Δ
0.0	0	0	0	0	0.000	0	0	0	0.00	0
0.2	0	13.84615	4984.615	0	0.017	4950	57	5007	0.16	-22
0.4	13.84615	27.69231	14953.85	0.017	0.065	14400	495	14895	1.22	59
0.6	27.69231	41.53846	24923.08	0.0645	0.141	23040	1858	24898	3.94	25
0.8	41.53846	55.38462	34892.31	0.1413	0.242	30210	4602	34812	9	80
1	55.38462	69.23077	44861.54	0.242	0.362	35910	8997	44907	16	-45
1.2	69.23077	83.07692	54830.77	0.3617	0.494	39690	15096	54786	26	45
1.4	83.07692	96.92308	64800	0.494	0.634	42000	22775	64775	37	25
1.6	96.92308	110.7692	74769.23	0.634	0.777	42990	31812	74802	51	-33
1.8	110.7692	124.6154	84738.46	0.7773	0.920	42810	41906	84716	66	23
2	124.6154	138.4615	94707.69	0.92	1.060	41970	52755	94725	81	-17
2.2	138.4615	152.3077	104676.9	1.0599	1.195	40530	64085	104815	97	62
2.4	152.3077	166.1538	114646.2	1.195	1.325	39000	75686	114686	113	-40
2.6	166.1538	180	124615.4	1.325	1.449	37200	87391	124591	130	24
2.8	180	144	116640	1.449	1.516	20100	96517	116617	139	23
3	144	108	90720	1.516	1.490	-7800	98510	90710	135	10
3.2	108	72	64800	1.49	1.397	-27900	92752	64852	123	-52
3.4	72	36	38880	1.397	1.254	-42780	81690	38910	104	-30
3.6	36	0	12960	1.2544	1.073	-54300	67280	12980	83	-20
3.8	0	0	0	1.0734	0.899	-52470	52492	22	63	-22
4	0	0	0	0.8985	0.763	-40590	40587	-3	50	3
4.2	0	0	0	0.7632	0.656	-32040	32037	-3	39	3
4.4	0	0	0	0.6564	0.571	-25740	25736	-4	32	4
4.6	0	0	0	0.5706	0.501	-21000	20989	-11	26	11
4.8	0	0	0	0.5006	0.443	-17340	17344	4	22	-4
5	0	0	0	0.4428	0.395	-14490	14499	9	18	-9
5.2	0	0	0	0.3945	0.354	-12240	12246	6	16	-6
5.4	0	0	0	0.3537	0.319	-10440	10437	-3	13	3
5.6	0	0	0	0.3189	0.289	-8970	8967	-3	12	3
5.8	0	0	0	0.289	0.263	-7770	7760	-10	10	10
6	0	0	0	0.2631	0.241	-6750	6762	12	9	-12
6.2	0	0	0	0.2406	0.221	-5940	5928	-12	8	12
6.4	0	0	0	0.2208	0.203	-5220	5225	5	7	-5
6.6	0	0	0	0.2034	0.188	-4620	4631	11	6	-11
6.8	0	0	0	0.188	0.174	-4110	4124	14	5	-14
7	0	0	0	0.1743	0.162	-3690	3688	-2	5	2
7.2	0	0	0	0.162	0.151	-3300	3311	11	4	-11
7.4	0	0	0	0.151	0.141	-3000	2984	-16	4	16
7.6	0	0	0	0.141	0.132	-2700	2697	-3	4	3
7.8	0	0	0	0.132	0.124	-2460	2446	-14	3	14
8	0	0	0	0.1238	0.116	-2220	2226	6	3	-6
			Tirante máximo		1.516					

Q_E = HIDROGRAMA DE ENTRADA
 Q_s = HIDROGRAMA DE SALIDA

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIGURA No 5
HIDROGRAMAS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA



Resultados

Concepto	Unidad	Cantidad
Longitud del vertedor	m	33
Coefficiente "C"		2.25
Tirante máximo sobre el vertedor	m	1.516
Elev. del cimacio	m	1684.71
NAME	m	1688.226

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Segunda opción

Datos del vertedor

Elev cimacio m	L m	C	K = CL
1684.7	35.0	2.0	70.0

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Cálculo del tránsito de la avenida por la presa La llave, Puraúndiro Mich.

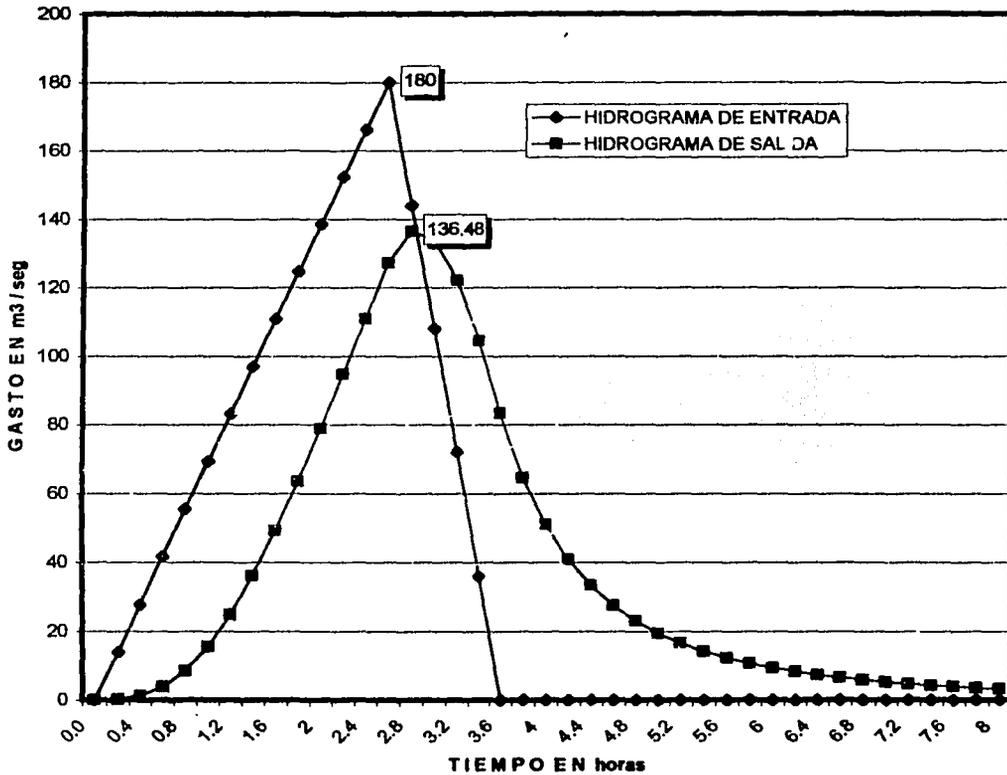
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
t hora	Q_{E1} m3/seg	Q_{E2} m3/seg	$(Q_{E1} + Q_{E2}) \Delta t / 2$ m3	H_1 m	H_2 m	K_1	K_2	$K_1 + K_2$	Q_s m3/seg	4-9 Δ
0.0	0	0	0	0	0.000	0	0	0	0.00	0
0.2	0	13.846	4984.56	0	0.016	4932	53	4985	0.15	-1
0.4	13.846	27.692	14953.68	0.016	0.065	14487	468	14955	1.15	-1
0.6	27.692	41.538	24922.8	0.06473	0.142	23160	1762	24922	3.74	0
0.8	41.538	55.385	34892.28	0.14193	0.244	30513	4378	34891	8.42	1
1	55.385	69.231	44861.76	0.24364	0.365	36285	8578	44863	15.41	-1
1.2	69.231	83.077	54830.88	0.36459	0.499	40395	14437	54832	24.69	-1
1.4	83.077	96.923	64800	0.49924	0.642	42936	21863	64799	36.04	1
1.6	96.923	110.769	74769.12	0.64236	0.789	44121	30649	74770	49.10	-1
1.8	110.769	124.615	84738.24	0.78943	0.937	44214	40525	84739	63.47	-1
2	124.615	138.462	94707.72	0.93681	1.082	43503	51205	94708	78.76	0
2.2	138.462	152.308	104677.2	1.08182	1.223	42252	62424	104676	94.64	1
2.4	152.308	166.154	114646.32	1.22266	1.358	40686	73961	114647	110.81	-1
2.6	166.154	180	124615.44	1.35828	1.488	38973	85642	124615	127.08	1
2.8	180	144	116640	1.48819	1.561	21756	94884	116640	136.48	0
3	144	108	90720	1.56071	1.539	-6525	97245	90720	133.64	0
3.2	108	72	64800	1.53896	1.448	-27228	92029	64801	121.99	-1
3.4	72	36	38880	1.4482	1.306	-42651	81530	38879	104.48	1
3.6	36	0	12960	1.30603	1.124	-54673.5	67633	12960	83.39	0
3.8	0	0	0	1.123785	0.946	-53221.5	53222	0	64.45	0
4	0	0	0	0.94638	0.808	-41505	41504	-1	50.84	1
4.2	0	0	0	0.80803	0.696	-33000	33000	0	40.82	0
4.4	0	0	0	0.69803	0.609	-26676	26676	0	33.28	0
4.6	0	0	0	0.60911	0.536	-21873	21874	1	27.48	-1
4.8	0	0	0	0.5362	0.476	-18162	18161	-1	22.96	1
5	0	0	0	0.47566	0.425	-15246	15245	-1	19.38	1
5.2	0	0	0	0.42484	0.382	-12921	12922	1	16.51	-1
5.4	0	0	0	0.38177	0.345	-11049	11050	1	14.18	-1
5.6	0	0	0	0.34494	0.313	-9522	9522	0	12.27	0
5.8	0	0	0	0.3132	0.286	-8265	8264	-1	10.69	1
6	0	0	0	0.28565	0.262	-7218	7219	1	9.37	-1
6.2	0	0	0	0.26159	0.240	-6342	6343	1	8.25	-1
6.4	0	0	0	0.24045	0.222	-5604	5603	-1	7.31	1
6.6	0	0	0	0.22177	0.205	-4974	4974	0	6.51	0
6.8	0	0	0	0.20519	0.190	-4437	4436	-1	5.82	1
7	0	0	0	0.1904	0.177	-3972	3973	1	5.22	-1
7.2	0	0	0	0.17716	0.165	-3573	3572	-1	4.70	1
7.4	0	0	0	0.16525	0.155	-3222	3223	1	4.25	-1
7.6	0	0	0	0.15451	0.145	-2919	2919	0	3.86	0
7.8	0	0	0	0.14478	0.136	-2652	2651	-1	3.51	1
8	0	0	0	0.13594	0.128	-2415	2416	1	3.20	-1
Tirante máximo						1.56071				

QE = HIDROGRAMA DE ENTRADA

Qs =

HIDROGRAMA DE SALIDA

FIGURA No 5
HIDROGRAMAS DEL TRANSITO DE LA AVENIDA



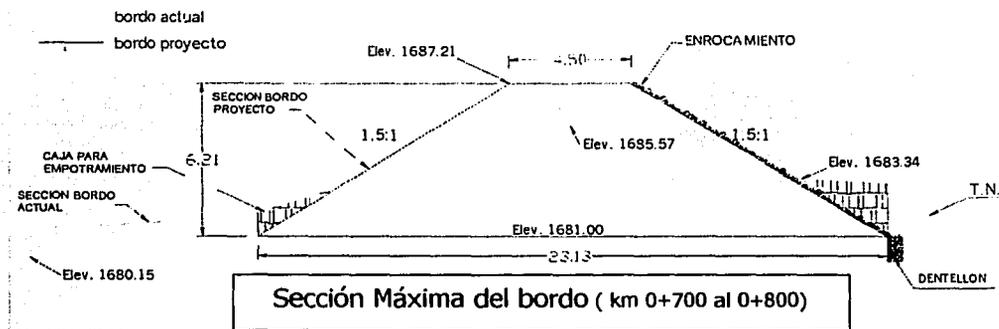
Resultados

Concepto	Unidad	Cantidad
Longitud del vertedor	m	35
Coefficiente "C"		2.0
Tirante máximo sobre el vertedor	m	1.58071
Elev. del cimacio	m	1684.71
NAME	m	1686.271

VII DISEÑO DEL BORDO Y SUS ESTRUCTURAS.-

Como se explicó anteriormente, la base para desarrollar este capítulo será el tomo de "Pequeños Almacenamientos" editado en 1975 por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos; del capítulo 4, página 265 tomamos las bases y fórmulas para resolver el diseño tanto del vertedor como de las obras de toma.

VII.1.- Diseño de la cortina ó bordo.- El diseño de la cortina ó bordo en este caso que tiene una altura máxima de 6.21 metros debido que para el bordo libre, el fetch con la nueva elevación del embalse es de 1.45 km.; considerando una velocidad del viento de 120 km./hr. resulta un bordo libre recomendable de 1.00 m. según la U. S. B. R., que coincide con "Pequeños Almacenamientos" (pag. 290) editado en 1975 por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos; por lo que nos quedaría disponible un metro y medio como carga del vertedor para el tránsito de la avenida máxima; el diseño viene incluido en el capítulo de mecánica de suelos, con valores de 4.50 m. para la corona y taludes de 1.5:1 para la cortina. Enseguida se muestra la sección máxima (0+800).



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla de volúmenes y movimiento de tierras en el bordo (de la 0+000.00 a la 1+200.00

ESTACION	Volumen por remover						Volumen por excavar						Volumen de proyecto				
	A1	A2	A1-2	L	V1-2	Vapro.	A1	A2	A1-2	L	V1-2	Vapro.	A1	A2	A1-2	L	V1-2
0+ 000.00	0.00	4.90	4.90	0.00	0.00	0.00	0.00	9.30	9.30	0.00	0.00	0.00	0.00	21.13	21.13	0.00	0.00
0+ 020.00	4.90	3.65	4.28	20.00	85.50	55.58	9.30	13.60	11.45	20.00	229.00	114.50	21.13	27.00	24.07	20.00	481.30
0+ 040.00	3.65	8.08	5.87	20.00	117.30	76.25	13.60	14.40	14.00	20.00	280.00	140.00	27.00	29.30	28.15	20.00	563.00
0+ 060.00	8.08	8.91	8.50	20.00	169.90	110.44	14.40	12.78	13.59	20.00	271.80	135.90	29.30	28.52	28.91	20.00	578.20
0+ 080.00	8.91	10.92	9.92	20.00	198.30	128.90	12.78	13.59	13.19	20.00	263.70	131.85	28.52	33.32	30.92	20.00	618.40
0+ 100.00	10.92	10.01	10.47	20.00	209.30	136.05	13.59	19.44	16.52	20.00	330.30	165.15	33.32	38.61	35.97	20.00	719.30
0+ 120.00	10.01	7.08	8.55	20.00	170.90	111.09	19.44	13.15	16.30	20.00	325.90	162.95	38.61	33.49	36.05	20.00	721.00
0+ 140.00	7.08	10.52	8.80	20.00	176.00	114.40	13.15	9.23	11.19	20.00	223.80	111.90	33.49	33.15	33.32	20.00	666.40
0+ 160.00	10.52	14.10	12.31	20.00	246.20	160.03	9.23	16.85	13.04	20.00	260.80	130.40	33.15	42.60	37.88	20.00	757.50
0+ 180.00	14.10	10.86	12.48	20.00	249.60	162.24	16.85	13.69	15.27	20.00	305.40	152.70	42.60	37.96	40.28	20.00	805.60
0+ 200.00	10.86	14.56	12.71	20.00	254.20	165.23	13.69	17.10	15.40	20.00	307.90	153.95	37.96	43.20	40.58	20.00	811.60
0+ 220.00	14.56	15.84	15.20	20.00	304.00	197.60	17.10	17.80	17.45	20.00	349.00	174.50	43.20	48.17	45.69	20.00	913.70
0+ 240.00	15.84	9.50	12.67	20.00	253.40	164.71	17.80	24.36	21.08	20.00	421.60	210.80	48.17	44.90	46.54	20.00	930.70
0+ 260.00	9.50	15.13	12.32	20.00	246.30	160.10	24.36	17.80	21.08	20.00	421.60	210.80	44.90	46.83	45.87	20.00	917.30
0+ 280.00	15.13	18.05	16.59	20.00	331.80	215.67	17.80	18.00	17.90	20.00	358.00	179.00	46.83	48.94	47.89	20.00	957.70
0+ 300.00	18.05	18.18	18.12	20.00	362.30	235.50	18.00	16.11	17.06	20.00	341.10	170.55	48.94	48.16	48.55	20.00	971.00
0+ 320.00	18.18	26.45	22.32	20.00	446.30	290.10	16.11	29.15	22.63	20.00	452.60	226.30	48.16	62.73	55.45	20.00	1,108.90
0+ 340.00	26.45	22.22	24.34	20.00	486.70	316.36	29.15	29.00	29.08	20.00	581.50	290.75	62.73	61.25	61.99	20.00	1,239.80
0+ 360.00	22.22	21.00	21.61	20.00	432.20	280.93	29.00	28.00	28.50	20.00	570.00	285.00	61.25	61.25	61.25	20.00	1,225.00
0+ 380.00	21.00	23.00	22.00	20.00	440.00	286.00	28.00	40.70	34.35	20.00	687.00	343.50	61.25	74.20	67.73	20.00	1,354.50
0+ 400.00	23.00	18.70	20.85	20.00	417.00	271.05	40.70	32.64	36.67	20.00	733.40	366.70	74.20	64.74	69.47	20.00	1,389.40
0+ 420.00	18.70	25.44	22.07	20.00	441.40	286.91	32.64	34.32	33.48	20.00	669.60	334.80	64.74	69.58	67.16	20.00	1,343.20
0+ 440.00	25.44	27.60	26.52	20.00	530.40	344.76	34.32	36.30	35.31	20.00	706.20	353.10	69.58	74.20	71.89	20.00	1,437.80
0+ 460.00	27.60	19.00	23.30	20.00	466.00	302.90	36.30	44.00	40.15	20.00	803.00	401.50	74.20	75.53	74.87	20.00	1,497.30
0+ 480.00	19.00	23.92	21.46	20.00	429.20	278.98	44.00	39.60	41.80	20.00	836.00	418.00	75.53	75.53	75.53	20.00	1,510.60
0+ 500.00	23.92	22.88	23.40	20.00	468.00	304.20	39.60	40.70	40.15	20.00	803.00	401.50	75.53	75.53	75.53	20.00	1,510.60

TESIS CON TALLA DE ORIGEN

0+	520.00	22.88	29.70	26.29	20.00	525.80	341.77	40.70	41.48	41.09	20.00	821.80	410.90	75.53	87.56	81.55	20.00	1,630.90
0+	540.00	29.70	30.80	30.25	20.00	605.00	393.25	41.48	35.55	38.52	20.00	770.30	385.15	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	560.00	30.80	25.20	28.00	20.00	560.00	354.00	35.55	48.59	42.07	20.00	841.40	420.70	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	580.00	25.20	25.00	25.10	20.00	502.00	326.30	48.59	39.90	44.25	20.00	884.90	442.45	87.56	80.54	84.05	20.00	1,681.00
0+	600.00	25.00	30.82	27.91	20.00	558.20	362.83	39.90	38.76	39.33	20.00	786.60	393.30	80.54	80.54	80.54	20.00	1,610.80
0+	620.00	30.82	31.01	30.92	20.00	618.30	401.90	38.76	44.56	41.66	20.00	833.20	416.60	80.54	87.56	84.05	20.00	1,681.00
0+	640.00	31.01	32.67	31.84	20.00	636.80	413.92	44.56	39.11	41.84	20.00	836.70	418.35	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	660.00	32.67	36.48	34.58	20.00	691.50	449.48	39.11	39.11	39.11	20.00	782.20	391.10	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	680.00	36.48	38.08	37.28	20.00	745.60	484.64	39.11	32.00	35.56	20.00	711.10	355.55	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	700.00	38.08	32.48	35.28	20.00	705.60	458.64	32.00	41.48	36.74	20.00	734.80	367.40	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	720.00	32.48	40.59	36.54	20.00	730.70	474.96	41.48	33.18	37.33	20.00	746.60	373.30	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	740.00	40.59	37.29	38.94	20.00	778.80	506.22	33.18	32.00	32.59	20.00	651.80	325.90	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	760.00	37.29	39.04	38.17	20.00	763.30	496.15	32.00	35.55	33.78	20.00	675.50	337.75	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	780.00	39.04	39.27	39.16	20.00	783.10	509.02	35.55	30.81	33.18	20.00	663.60	331.80	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	800.00	39.27	40.95	40.11	20.00	802.20	521.43	30.81	33.18	32.00	20.00	639.90	319.95	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	820.00	40.95	43.16	42.06	20.00	841.10	546.72	33.18	33.55	33.37	20.00	667.30	333.65	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	840.00	43.16	45.56	44.36	20.00	887.20	576.68	33.55	33.18	33.37	20.00	667.30	333.65	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	860.00	45.56	45.56	45.56	20.00	911.20	592.28	33.18	32.00	32.59	20.00	651.80	325.90	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	880.00	45.56	44.32	44.94	20.00	898.80	584.22	32.00	35.55	33.78	20.00	675.50	337.75	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	900.00	44.32	47.25	45.79	20.00	915.70	595.21	35.55	37.92	36.74	20.00	734.70	367.35	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	920.00	47.25	44.80	46.03	20.00	920.50	598.33	37.92	37.92	37.92	20.00	758.40	379.20	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	940.00	44.80	31.17	37.99	20.00	759.70	493.81	37.92	43.85	40.89	20.00	817.70	408.85	87.56	87.56	87.56	20.00	1,751.20
0+	960.00	31.17	35.34	33.26	20.00	665.10	432.32	43.85	30.65	37.25	20.00	745.00	372.50	87.56	79.27	83.42	20.00	1,668.30
0+	980.00	35.34	35.00	35.17	20.00	703.40	457.21	30.65	25.53	28.09	20.00	561.80	280.90	79.27	76.10	77.69	20.00	1,553.70
1+	000.00	35.00	34.58	34.79	20.00	695.80	452.27	25.53	31.08	28.31	20.00	566.10	283.05	76.10	76.10	76.10	20.00	1,522.00
1+	020.00	34.58	36.96	35.77	20.00	715.40	465.01	31.08	29.64	30.36	20.00	607.20	303.60	76.10	80.54	78.32	20.00	1,566.40
1+	040.00	36.96	34.10	35.53	20.00	710.60	461.89	29.64	27.63	28.64	20.00	572.70	286.35	80.54	75.81	78.18	20.00	1,563.50
1+	060.00	34.10	41.40	37.75	20.00	755.00	490.75	27.63	26.16	26.90	20.00	537.90	268.95	75.81	74.20	75.01	20.00	1,500.10
1+	080.00	41.40	38.28	39.84	20.00	796.80	517.92	26.16	27.12	26.64	20.00	532.80	266.40	74.20	78.01	76.11	20.00	1,522.10
1+	100.00	38.28	37.38	37.83	20.00	756.60	491.79	27.12	23.76	25.44	20.00	508.80	254.40	78.01	71.78	74.90	20.00	1,497.90
1+	120.00	37.38	28.58	32.98	20.00	659.60	428.74	23.76	32.40	28.08	20.00	561.60	280.80	71.78	72.43	72.11	20.00	1,442.10
1+	140.00	28.58	28.52	28.55	20.00	571.00	371.15	32.40	25.75	29.08	20.00	581.50	290.75	72.43	65.26	68.85	20.00	1,376.90

1+	160.00	28.52	30.82	29.67	20.00	593.40	385.71	25.75	27.81	26.78	20.00	535.60	267.80	65.26	65.78	65.52	20.00	1,310.40				
1+	180.00	28.52	19.26	23.89	20.00	477.80	310.57	25.75	44.78	35.27	20.00	705.30	352.65	65.26	59.54	62.40	20.00	1,248.00				
1+	200.00	30.82	19.26	25.04	20.00	500.80	325.52	27.81	44.78	36.30	20.00	725.90	362.95	65.78	59.54	62.66	20.00	1,253.20				
						32,674.60	21,238.49							35,627.50	17,813.75							82,179.70

NOTAS:

- En la columna V 1-2; se expresan los volúmenes promedio por estación de 20 metros.
- En la columna Vapro.; se expresa el volumen de material aprovechable para la conformación del bordo de Proyecto, después de realizar un despalme de 0.40 cm como mínimo

VI.2.-Diseño del vertedor

Para el estudio se considerará un tipo de vertedor tipo cresta libre con perfil Creager y descarga directa, construido de mampostería y paredes de contención de concreto armado.

Se detallan a continuación los conceptos a intervenir en el diseño del vertedor y que se analizarán por separado:

- a) Gasto máximo de proyecto y características hidráulicas del vertedor.
- b) Cimacio.
- c) Tanque amortiguador.
- d) Canales de acceso y descarga.

De las dos opciones analizadas para el tránsito de la avenida se obtuvo un tirante aproximado de 1.50 metros, por lo que se opta por tomar este valor para el diseño del vertedor con los valores que más adelante se muestran y que se asemejen a los valores obtenidos en la segunda opción.

Por lo que de la expresión de características hidráulicas del vertedor:

$$Q = C L H^{3/2}$$

donde :

Q .- Gasto máximo de proyecto (m^3 / seg)

C .- Coeficiente de descarga directa ($C = 2.2$)

L .- Longitud de la cresta vertedora (33 mts)

H .- Carga sobre la cresta vertedora (1.50 mts)

tenemos:

$$Q=2.2(33 \text{ m})(1.50 \text{ m})^{3/2}$$

$$\underline{Q=133.37 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Cimacio.

El vertedor fundamentalmente es un labio horizontal colocado a la elevación que debe tener el almacenamiento normal que permita el paso de las aguas excedentes, con la finalidad de proteger las estructuras integrantes de la presa.

Se diseñará sobre la base de la carga sobre la cresta vertedora, bajo el criterio de Scimemi, para el tramo de la cresta hacia aguas abajo y un perfil de dos arcos de circunferencia para el tramo hacia aguas arriba.

$$\text{Formula de Scimemi} \quad Y = 0.5 \left(X^{1.85} / H_d^{0.85} \right) \quad (\text{PARED DE LLEGADA VERTICAL})$$

Donde H_d es la carga total de diseño.

Tabla 2

X	$X^{1.85}$	$H_d^{0.85}$	Y
0.00	0.00	1.41	0.00
0.50	0.28	1.41	0.10
1.00	1.00	1.41	0.35
1.50	2.12	1.41	0.75
2.00	3.61	1.41	1.28
2.50	5.45	1.41	1.93
3.00	7.63	1.41	2.70
3.50	10.15	1.41	5.60
4.00	13.00	1.41	4.61
4.50	16.16	1.41	5.73
5.00	19.64	1.41	6.96
5.50	23.42	1.41	8.31
6.00	27.52	1.41	9.76

Diseño del perfil aguas arriba de la cresta vertedora. Talud vertical aguas arriba, ó 1:3

Diseño del perfil de un cimacio usando la formula de Scimemi: $y = 0.5 \frac{X}{H_d} \frac{1.85}{0.85}$
 H_d = carga de diseño.

X/H_d	y/H_d	X/H_d	y/H_d	X/H_d	y/H_d
0.0	0.0000	0	0.5904	2.10	1.973
0.20	0.0221	1.20	0.7305	2.20	2.150
0.30	0.0520	1.27	0.812	2.30	2.354
0.40	0.0910	1.40	0.932	2.40	2.526
0.50	0.1397	1.50	1.098	2.50	2.724
0.60	0.1974	1.53	1.193	2.60	2.929
0.70	0.2624	1.70	1.334	2.80	3.353
0.80	0.3209	1.80	1.463	3.00	3.810
0.90	0.4115	1.90	1.629	3.50	5.076
1.00	0.5306	2.00	1.852	4.00	6.498

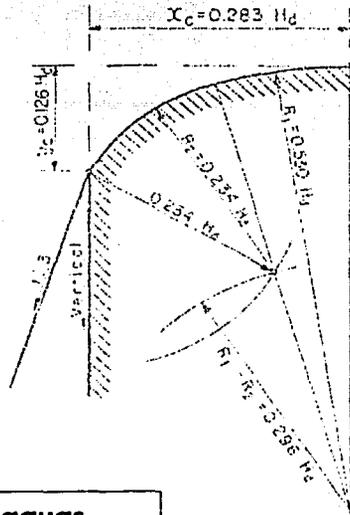


Tabla 2.-Diseño del cimacio aguas arriba, en base a la carga de diseño.

Colchón amortiguador.

Este es el dispositivo aguas abajo de la sección vertedora que tiene por objeto el disipar la mayor cantidad posible de energía que trae consigo el agua al caer por el cimacio, para la protección del vertedor.

De acuerdo a la *figura 1*, sobre la cresta del cimacio se calcula el tirante crítico dc y la carga de velocidad hv_t , para obtener H' mediante las expresiones siguientes:

$$q = Q / L = 133.37/33 = 4.04 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$dc = \sqrt[3]{q^2 / g} = \sqrt[3]{\frac{4.04^2}{9.81}} = 1.18 \text{ m}$$

$$hv_t = dc / 2 = 1.18/2 = 0.59 \text{ m}$$

$$H' = 1.5 dc = 1.77 \text{ m}$$

FALTA DE ORIGEN
TESIS CON

donde

q.- gasto unitario en $m^3/s/m.l$, $q=4.04 m^2/s$

g.- aceleración de la gravedad en m/s^2

sustituyendo valores:

en nuestro caso, la carga es 1.50 m por lo que:

$$dc = 1.18 \text{ m.}$$

$$hv_t = 0.59 \text{ m/s}$$

Conocida H' se obtiene la elevación de carga total igual a elev. Cresta + H'

$$1684.71 \text{ msnm} + 1.50 \text{ m} = \mathbf{1686.21 \text{ msnm (NAME)}}$$

DISEÑO DEL TANQUE AMORTIGUADOR

Se supone la profundidad del colchón amortiguador, $p = 1.20 \text{ m}$. para obtener la elevación de su piso, la elevación de la plantilla del canal de descarga es $1679.33 - 1.20 = 1678.13 \text{ m}$. y la elevación de $H_T = \mathbf{1686.21 - 1678.13 = 8.08 \text{ m}}$.

De igual forma se supondrá el valor del tirante conjugado menor $d_1 = 0.80 \text{ m}$, para encontrar la altura de caída H_1 , calculándose la velocidad del agua al pie del cimacio:

$$H_1 = H_T - d_1$$

$$H_1 = 8.08 - 0.80 = 7.28 \text{ m.}$$

por lo que la velocidad $v_t = \sqrt{2g(H_1)}$

$$v_t = 11.95 \text{ m/s}$$

y el área de la sección vertedora por metro lineal será :

$$A_1 = Q / v_t = 133.37 / 11.95$$

$$A_1 = 11.16 \text{ m}^2$$

Y el tirante d_1 supuesto debe ser :

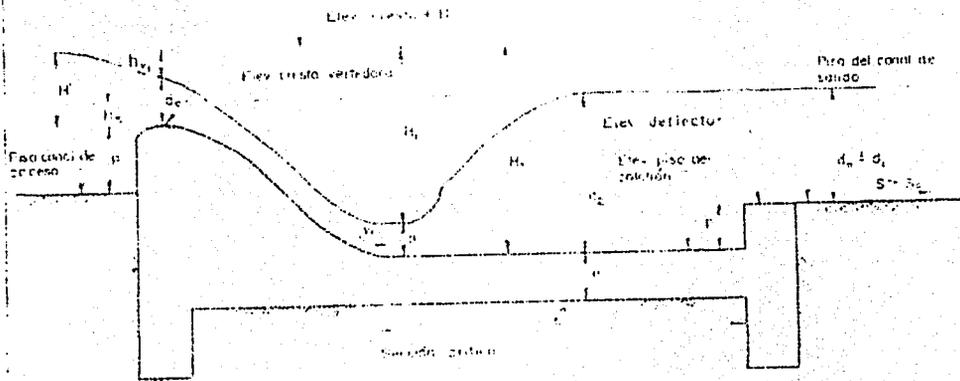
$$d_1 = A_1 / L$$

$$d_1 = 0.34 \text{ m.}$$

FIGURA 1.

CALCULO HIDRAULICO DEL VERTEDOR

CARACTERISTICAS DEL VERTEDOR



FORMULAS EMPLEADAS

$$Q = C L H^{3/2}$$

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{C}{1} \sqrt{\frac{q^3}{g}}$$

$$h_{vt} = \frac{d_c}{2}$$

$$H_1 = H_T - d_1$$

$$v_1 = \sqrt{2 g H_1}$$

$$A_1 = \frac{Q}{v_1}$$

$$d_1 = \frac{A}{L}$$

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2 J_1 v_1^2}{g} + \frac{d_1^2}{4}}$$

$$x' = 5 (d_2 - d_1)$$

Q = Gasto de avenida máxima de diseño

C = Coeficiente de descarga

L = Longitud del vertedor

q = Gasto unitario

H = Carga sobre el vertedor

P = Profundidad del canal de acceso

d_c = Tirante crítico

h_{vt} = Carga de velocidad

v_1 = Velocidad del agua al pie del cimacio

H_1 = Altura total de caída

d_1 = Tirante al pie del cimacio

H_T = Altura total

d_2 = Tirante conjugado

P = Profundidad del cojón amortiguador

e = Espesor del delantal

$H' = 1.5 d_c$

x' = Longitud del delantal

A = Área hidráulica

H_s = Sumergencia

Como el valor d_1 no coincide con el supuesto se supondrá de nuevo hasta que sean iguales.

Suponiendo $d_1 = 0.327$ m.

$H_1 = 7.75$ m.

$v_t = 12.33$ m/s

$A_1 = 10.81$ m²

$d_1 = 0.327 \sim 0.33$ m.

Se acepta $d_1 = 0.33$ m

El tirante conjugado se calculará aplicando la formula siguiente:

$$D_2 = (-d/2) \pm \sqrt{(2d_1 v_t^2 / g) + (d_1^2 / 4)}$$

O se puede usar el nomograma de la *figura 2*.

En donde fijando $d_1 = 0.33$ m y $v_t = 12.33$ m/s

Obtenemos un tirante $d_2 = 2.95$ m

Una vez calculado d_2 se debe verificar el valor de la profundidad p del colchón que se supuso, la cual deberá ser la diferencia entre el tirante conjugado d_2 y el tirante normal d_n a la entrada del canal de salida; sin embargo en la practica se tomará el valor de:

$$p = 1.15 d_2 - d_n$$

El valor de d_n es un valor difícil de obtener con precisión, ya que depende de la pendiente del canal y sus condiciones de descarga que por lo general son irregulares; conservadoramente se fijara el valor de d_n aproximadamente igual a Y_c determinado para la cresta del cimacio.

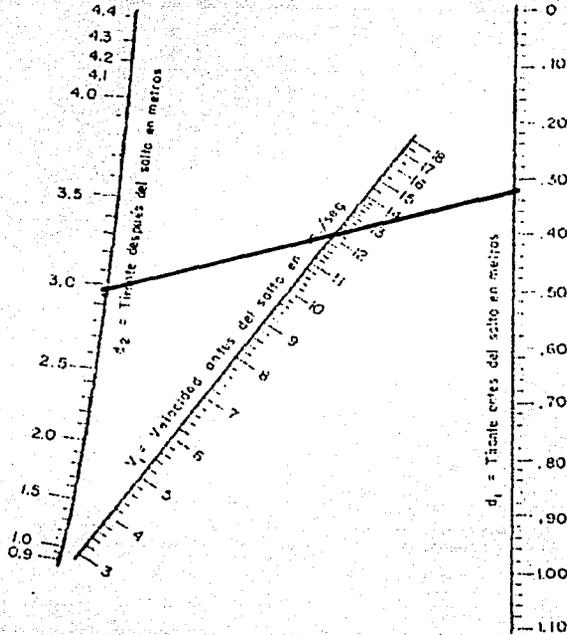
$$P = (1.15 \times 2.95) - [1.18]$$

$$P = 2.21 \text{ m}$$

SALTO HIDRAULICO EN CANALES RECTANGULARES

PROFUNDIDADES CONJUGADAS.

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2d_1 v_1^2}{g} + \frac{d_1^2}{4}}$$



Los valores d_1 , v_1 , y d_2 que verifican la ecuación están sobre una recta.

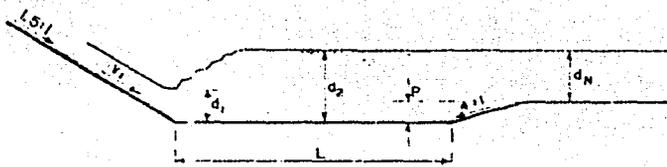


FIGURA 2.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Calculando la longitud del delantal para que se produzca el salto hidráulico será:

$$l = 5 (d_2 - d_1) = 5 (2.95 - 0.33)$$

$$l = 13.16 \text{ m}$$

Se revisará si es suficiente la longitud de filtrado y calcular el espesor de l delantal para contrarrestar el efecto de subpresión.

Para determinar la longitud de filtración compensada necesaria cuando se desplante el vertedor en terreno permeable, se usará la teoría de Lane.

$$L = (1/3 L_h) + L_v$$

donde:

L_h = suma de los recorridos horizontales de la filtración.

L_v = suma de los recorridos verticales de la filtración.

$$L = (1/3 \times 22.90) + 7.53 = 15.16 \text{ m}$$

Relación de carga de filtración

$C = \text{long. de filtra. Compensada (L) / Carga hidráulica efectiva (H)}$

$$C = 15.16 / 3.97 = 3.82$$

donde H es la diferencia de niveles entre aguas arriba y aguas abajo

asi que se revisará la subpresión en un punto deseado:

$$S_x = H_x = (L_x / L) \times H$$

donde:

$H_x = H + H'$ = carga en el punto considerado

L_x / L = factor de reducción de subpresión por paso de filtración

L = longitud total del paso de filtración

L_x = recorrido de filtración compensada punto considerado (x)

H = carga efectiva para filtración

H' = diferencia entre niveles aguas debajo de la cortina y la cota del punto considerado.

Se expresara la subpresión en kg / m^2 :

$$S_x = (H - (L_x / L) H + H') W_a$$

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

en donde W_a es el peso volumétrico del agua.

Calculando la subpresión en el centro del claro del colchón amortiguador

$$S_x = [3.97 - (14.50/15.60) \times 3.97 + 3.20] \times 1000$$

$$S_x = 3379.94 \text{ kg / m}^2 \quad (\text{valor mas desfavorable})$$

Se comparara con el peso total de la estructura contra la subpresion debiendo ser esta menor en una proporción $4/3 = 1.33$ de seguridad en el caso mas desfavorable.

Se calculará el espesor mínimo e con la siguiente expresión:

$$e = (4 S_x - 3 H_2 W_a) / 3 W_m$$

$$e = [(4 \times 3379.94) - (3 \times 3.20 \times 1000)] / (3 \times 2000)$$

$$e = 0.65 \text{ m}$$

Se incrementará este espesor e en un 50%, por razones de seguridad contra la subpresión, quedando en definitiva $e = 1.00 \text{ m}$.

RESUMEN DE RESULTADOS

$$H_1 = 8.08 \text{ m}$$

$$d_c = 1.18 \text{ m}$$

$$H_1 = 7.75 \text{ m}$$

$$A_1 = 10.81 \text{ m}^2$$

$$H' = 1.50 \text{ m}$$

$$d_1 = 0.33 \text{ m}$$

$$V_1 = 12.33 \text{ m/s}$$

$$d_2 = 2.95 \text{ m, con sumergencia } d_2 = 3.39 \text{ m}$$

$$l = 13.16 \text{ m}$$

$$P = 2.21 \text{ m}$$

$$e = 1 \text{ m}$$

El tanque amortiguador funcionará con un tirante conjugado mayor incrementado en 15% para tener una sumergencia en la descarga.

VI.3.- Diseño de las obras de toma.

Se adoptará para pequeños almacenamientos el modelo de la obra de toma que aparece en los siguientes esquemas y se resuelve por la formula general.

$$Q = a C \sqrt{2 g h} ; \text{ en funcion del diámetro de la tubería.}$$

En donde :

Q = gasto en m^3 / s

a = área del tubo en m^2

C = coeficiente que incluye las pérdidas de carga, de entrada, salida y fricción a lo largo del tubo.

h = diferencia de niveles de agua del almacenamiento mínimo del vaso y a la salida de la tubería de la toma. (tubo lleno)

O en su caso se revisará por Bernoulli, para el diseño del tubo de descarga de la obra de toma, utilizando la formula.

$$V_s = \sqrt{\frac{2gH_o}{1 + \sum \left(f \frac{l_i A_s^2}{D_i A_i^2} + K_i \frac{A_s^2}{A_i^2} \right)}} \quad (\text{Sotelo. A. Hidráulica General})$$

V_s Velocidad de salida en m/s

H_o Carga sobre la tubería de la obra de toma en mts

Se tomarán en cuenta, las pérdidas de carga que provocan cada pieza especial y en particular la pérdida de carga por fricción que le provoca el tubo al flujo.

Diseño de la obra de toma No. 1 (est. 0+240.00)

Se propone un tubo de PVC de 12" C-7

Las pérdidas por rejilla, se determinarán a partir de la formula:

$$K = C_f (s/b)^{4/3} \times \text{sen } \theta \quad (\text{Sotelo. A. Hidráulica General})$$

donde:

s.- grueso de las rejillas en cm.

b.- separación entre paños interiores en cm

θ .- ángulo del plano de la rejilla con la horizontal

C_f .- coeficiente que depende de la sección de la rejilla

secc. Rectangular $C_f=2.42$

secc. Circular $C_f=1.79$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Si la sección de la rejilla será rectangular $C_f=2.42$

$$K=2.42(0.19)^{4/3} \text{sen} 67^\circ=0.24$$

Reducido con A_s^2/A_R^2

$$K_{\text{rejillas}}=0.00091$$

$$K_e=0.5$$

$$K_{\text{valv}}=0.24$$

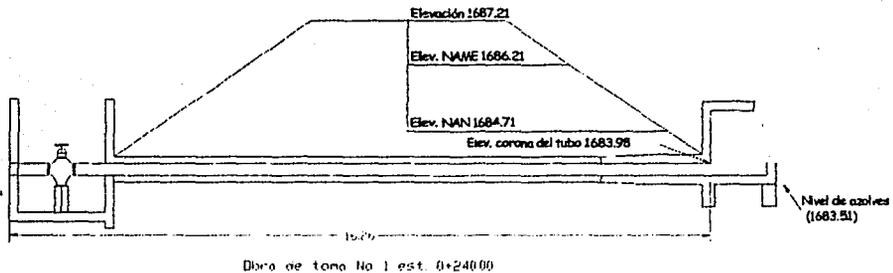
$$K_{\text{codo } 90^\circ}=0.23$$

$$K_s=0.7$$

Relación f a n de PVC $f = \frac{185n^2}{D^{1/3}}$ (US Berau Reclamation, Diseño de Presas Pequeñas)

$$f=185(0.009)^2/12^{1/3}=0.065$$

$$fL/D=0.34$$



Sección de proyecto de la obra de toma No. 1

$$V_s = \sqrt{\frac{19.6(0.88)}{3.02}} \quad V_s=2.39 \text{ m/s}; \quad \text{Así que el tubo de PVC de 12" C-7 es correcto}$$

con la cual no se azolvará la obra de toma

Con un gasto $Q_s=VA= 0.174 \text{ m}^3/\text{s}$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Diseño de la obra de toma No. 2 (est. 0+605.00)

Se propone un tubo de PVC de 12" C-7.

Si la sección de la rejilla será rectangular $C_r=2.42$

$$K=2.42(0.19)^{4/3}\text{sen}67^\circ=0.24$$

Reducido con A_s^2/A_R^2

$$K_{\text{rejillas}}=0.00091$$

$$K_e=0.5$$

$$K_{\text{valv}}=0.24$$

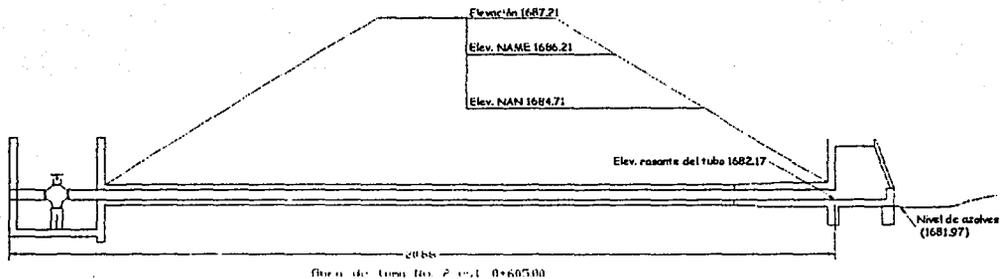
$$K_{\text{codo } 90^\circ}=0.23$$

$$K_s=0.7$$

Relación f a n de PVC $f = \frac{185n^2}{D^{1/3}}$ (US Berau Reclamation, Diseño de Presas Pequeñas)

$$f=185(0.009)^2/12^{1/3}=0.065$$

$$fL/D=0.45$$



Sección de proyecto de la obra de toma No. 2

$V_s = \sqrt{\frac{19.6(2.38)}{3.28}}$ $V_s=3.86$ m/s; Así que el tubo de PVC de 12" C-7 es correcto con la cual no se azolvará la obra de toma

Con un gasto $Q_s=VA= 0.281$ m³/s.

Diseño de la obra de toma No. 3 (est. 0+992.00)

Se propone un tubo de PVC de 10" C-7.

Si la sección de la rejilla será rectangular $C_f=2.42$

$$K = 2.42(0.19)^{4/3} \text{sen} 67^\circ = 0.24$$

Reducido con A_s^2/A_R^2

$$K_{\text{rejillas}} = 0.00091$$

$$K_e = 0.5$$

$$K_{\text{valv}} = 0.24$$

$$K_{\text{codo } 90^\circ} = 0.23$$

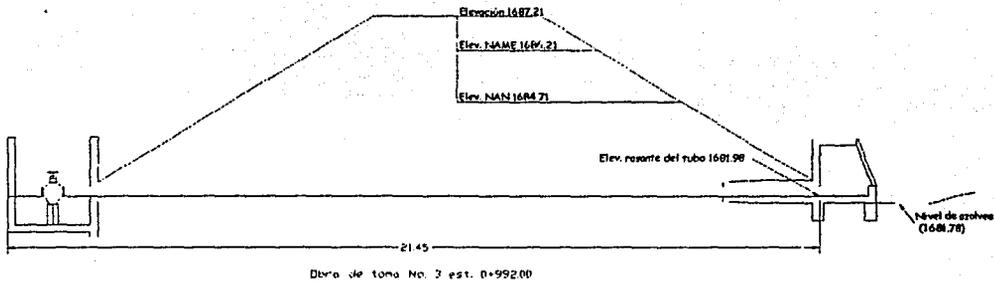
$$K_s = 0.7$$

Relación f a n de PVC $f = \frac{185n^2}{D^{1/3}}$ (US Berau Reclamation, Diseño de Presas Pequeñas)

$$f = 185(0.009)^2 / 10^{1/3} = 0.007$$

$$fL/D = 0.45$$

$$h_f + \sum K = 2.78$$



Sección de proyecto de la obra de toma No. 3

$$V_s = \sqrt{\frac{19.6(2.27)}{3.28}} \quad V_s = 3.68 \text{ m/s}; \quad \text{Así que el tubo de PVC de 10" C-7 es correcto}$$

con la cual no se azolvirá la obra de toma

Con un gasto $Q_s = VA = 0.186 \text{ m}^3/\text{s}$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

VIII PROCESO CONSTRUCTIVO

VII.2 PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN

El programa de trabajo se estima tendría una duración de 6 meses y habría que adecuarlo al plan de siembras de los usuarios, ya que se tendría que vaciar la presa y lo mas conveniente será inmediatamente después del último riego, que convendría fuera en primavera-verano. Normalmente ellos utilizan la mayor parte del agua de la presa en ciclo de invierno; sin embargo por el alto interés de ellos en esta obra, no habrá problemas para que se organicen por esta ocasión para que estén dando sus últimos riegos en el período septiembre-octubre, para disponer de noviembre a abril en la construcción, que serían los mejores meses para trabajar esta obra.

C O N C E P T O

NOV. DIC. ENE. FEB. MAR. ABRIL

Trabajos desmonte/limpieza

Remoción bordo actual

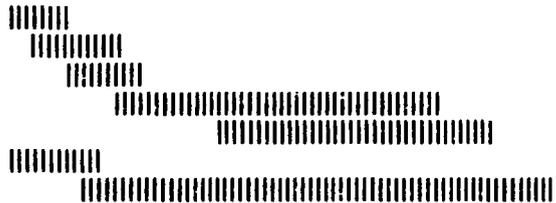
Trabajos prep. desplante

Formación bordo proyecto

Enrocamiento

Demolición estructuras actuales

Construcción estructuras proy.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

85

VII.2 ESPECIFICACIONES TECNICAS.

1.1.- Despalme y desenraice en área de construcción

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.

Se entenderá por despalme y desenraice a las actividades involucradas con la limpieza del terreno de maleza, basura, piedras sueltas, etc, y su retiro a sitios donde no se entorpezca la ejecución de los trabajos.

En ningún caso la comisión hará mas de un pago por despalme y desenraice ejecutados en la misma superficie.

Cuando se ejecuten conjuntamente con la excavación de la obra y/o el desmonte algunas actividades de desyerbe y limpia, la comisión no considerara pago alguno.

Esta actividad se realizará aguas abajo del bordo del km 0+000.00 al 1+202.00 en un ancho máximo de 20 metros, con la finalidad de colocar el material aprovechable del bordo existente al momento de ser demolido. En esta misma longitud del bordo se eliminaran los primeros 60 cm, que es donde se encuentra la capa vegetal y es material que no sirve para la reconstrucción del bordo.

De igual forma en los 666.41 metros restantes de bordo después del vertedor, se eliminara una capa de 60 cm, con el propósito de eliminar la capa vegetal y preparar este bordo para el proceso constructivo.

MEDICIÓN Y PAGO.

Para fines de pago se medirá el área de trabajo de la superficie objeto de Despalme y desenraice, medida esta en su proyección horizontal, y tomando como unidad la hectárea.

1.2.- Demolición de bordo existente.

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.

Se entenderá por demolición de bordo, las actividades que se realicen en la eliminación del bordo existente y las estructuras que lo integran. Se procederá a demolerlo con medios mecánicos, después de haberle retirado la capa superficial de los primeros 60 cm de capa vegetal, depositando el material producto de la demolición en la zona aguas abajo de la ubicación de la estructura, previa limpieza de dicha zona.

TEBIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEDICIÓN Y PAGO.

Para fines de pago se medirá el área de trabajo de la superficie objeto de demolición de bordo existente, medida esta en su proyección horizontal, y tomando como unidad el metro cúbico.

1.3.- Colocación de material impermeable recuperado de la demolición, compactado en bordo.

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.

Se entenderá por "colocación de material impermeable recuperado de la demolición, compactado en bordo" aquel que se deposite en capas sensiblemente horizontales, de un espesor de 20 cm. , con la humedad que requiera el material de acuerdo con la prueba proctor, para su máxima compactación. Cada capa será compactada uniformemente en toda su superficie mediante el empleo de pistones de mano o neumáticos que a base de impulsos eliminen en el material de conformación del bordo los intersticios ocupados por el agua hasta obtener una determinada sección con cierto grado de compactación requerida.

Se comenzará por la conformación de la cimentación, en la que la capacidad de carga será la que se especifique en el estudio de Mecánica de Suelos, dependiendo de las características del material que se emplee. Se utilizará el material producto de la demolición del bordo, previo deshierbe y desenraice de los primeros 60 cm, eliminando este volumen de tierra; y el restante quedará disponible para la conformación del bordo.

Para evitar que existan zonas locales más permeables, es necesario que los materiales a emplear tengan una buena preparación y esto consiste en darles el contenido de agua adecuado y homogeneizarlos por mezclado. Antes de iniciar la colocación del material, es necesario regar abundantemente el terreno natural para evitar que absorba el agua el suelo compactado.

El control de calidad de la colocación debe poner énfasis en la verificación del porcentaje de finos y contenidos de agua y plasticidad de los mismos, así como del espesor de la capa.

MEDICIÓN Y PAGO.

La colocación de material impermeable compactado se medirá en metros cúbicos con aproximación de una decimal. Al efecto se determinaran los volúmenes de material depositado por el contratista según el proyecto y/o las órdenes del ingeniero.

1.4.- Colocación de material impermeable de banco, compactado en bordo.

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.

Se entenderá por " colocación de material impermeable de banco, compactado en bordo" aquel que se deposite en capas sensiblemente horizontales, de un espesor de 20 cm. , con la humedad que requiera el material de acuerdo con la prueba proctor, para su máxima compactación. Cada capa será compactada uniformemente en toda su superficie mediante el empleo de pistones de mano o neumáticos que a base de impulsos eliminan en el material de conformación del bordo los intersticios ocupados por el agua hasta obtener una determinada sección con cierto grado de compactación requerida.

Se comenzará por la conformación de la cimentación, en la que la capacidad de carga será la que se especifique en el estudio de Mecánica de Suelos, dependiendo de las características del material que se emplee. Para la construcción de la sección del bordo se podrá emplear el existente en la zona del vaso de la presa, siempre y cuando se lleve un control de estos, realizando pruebas al material extraído; se eliminarán de dicha área los primeros 0.80-1.10 metros para encontrar el material impermeable de la calidad deseada y poderlo depositar en la zona de construcción del bordo.

Se conformará el bordo de acuerdo a las secciones de proyecto; con pendientes en los taludes de 1.5:1 y altura de 6.5 metros máximos con la finalidad de evitar deslizamientos del material.

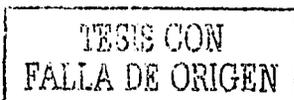
La compactación será la actividad mas importante, se deberá hacer con un contenido de humedad alto para reducir la permeabilidad. Si se desea bajar la permeabilidad se puede incrementar el contenido de agua hasta entre un 5 y 6% superior al óptimo señalado en la prueba proctor.

Para evitar que existan zonas locales más permeables, es necesario que los materiales a emplear tengan una buena preparación y esto consiste en darles el contenido de agua adecuado y homogeneizarlos por mezclado. Como recomendación antes de iniciar la colocación del material, es necesario regar abundantemente el terreno natural.

El control de calidad de la colocación debe poner énfasis en la verificación del porcentaje de finos y contenidos de agua y plasticidad de los mismos, así como del espesor de la capa.

MEDICIÓN Y PAGO.

La colocación de material impermeable compactado se medirá en metros cúbicos con aproximación de un decimal. Al efecto se determinarán los volúmenes de material depositado por el contratista según el proyecto y/o las órdenes del ingeniero.



1.5.- Enrocamiento semiacomodado en bordo, con piedra recuperada de la demolición.

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.

Este trabajo consiste en la colocación de roca de pepena en el talud aguas arriba del bordo, como protección contra la erosión.

La roca se obtendrá del retiro a mano de la existente en el bordo actual, actividad previa a la demolición; cargándose y colocándose a no más de una estación de 20 metros aguas arriba de la ubicación del bordo, para su utilización posterior.

La dimensión de las rocas y el espesor de la protección dependerán de la pendiente del talud; pero para mayor protección se colocaran las piedras sobre un filtro de material granular más fino que retiene el suelo compactado del bordo y las propias rocas.

MEDICIÓN Y PAGO.

El enrocamiento semiacomodado se medirá en metros cúbicos con aproximación de un decimal para efectos de pago dependiendo del volumen contabilizado.

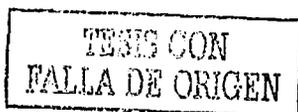
1.6.- Enrocamiento semiacomodado en bordo, con piedra de pepena de la descarga del canal alto y de aguas debajo del vertedor.

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.

Este trabajo consiste en la colocación de roca de pepena en el talud aguas arriba del bordo, como protección contra la erosión.

La roca se seleccionara de dos depósitos cercanos al lugar de los trabajos, uno en la descarga del "canal alto" sobre la presa "La Llave", en la que se encuentra gran cantidad de esta dispersa en la misma área del canal y en la desembocadura; y el otro lugar se localiza inmediatamente aguas debajo del vertedor. De hecho en los alrededores próximos a la zona de los trabajos se encuentra roca superficial, fácil de obtener y llevarla a su disposición final.

La dimensión de las rocas y el espesor de la protección dependerán de la pendiente del talud; pero para mayor protección se colocaran las piedras sobre un filtro de material granular más fino que retiene el suelo compactado del bordo y las propias rocas.



MEDICIÓN Y PAGO.

El enrocamiento semiacomodado se medirá en metros cúbicos con aproximación de un decimal para efectos de pago dependiendo del volumen contabilizado.

1.7.- Revestimiento de la corona del bordo.

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.

Se entenderá por este concepto la construcción de una superficie de rodamiento y protección de la estructura en construcción en la parte superior de esta, con el fin de utilizarlo como camino de acceso y/o protección.

Previamente a la colocación de la capa superficial, se construirá una base de material inerte cuyo espesor será comúnmente de 30 cm, con el fin de distribuir los esfuerzos sobre el terraplen del bordo.

El material inerte se obtendrá del banco de materiales janamato, con una distancia a la obra de 15 km.

Se colocará una capa de grava-arena-cementante de 15 cm. Sobre la base de desplante, que en este caso es la acilla compactada del bordo, se consolidará el material agregando agua y compactando con medios mecánicos, hasta conseguir el nivel deseado de 30 cm. Esparciendo de nuevo material inerte y repitiendo el procedimiento.

MEDICION Y PAGO

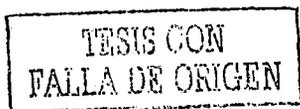
El revestimiento de la corona del bordo se medirá en metros cúbicos con aproximación de un decimal para efectos de pago dependiendo del volumen contabilizado.

1.8.- Parapeto de la corona, construido con muro gavión.

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN

Se entenderá por parapeto de la corona, construido con muro gavión, la estructura colocada en los extremos superiores del bordo, con el fin de contener el revestimiento de la corona, así como de protección a la estructura.

Se construirá con muro gavión, hecho a base de tela de alambre. Llamada comúnmente tela de gallenero, con la que se harán sacos rectangulares con dimensiones de 2.0 metros de largo, 0.30 metros de ancho y 0.50 metros de profundidad; se rellenara de piedra de pepena del lugar formando un parapeto de protección.



MEDICION Y PAGO.

El parapeto de la corona se medirá en metros cúbicos con aproximación de un decimal para efectos de pago dependiendo el volumen contabilizado.

2.1.- Demolición de estructuras existentes.

DEFINICIÓN Y EJECUCION

Se entenderá por demolición de estructuras existentes, al desmantelamiento de los dos vertedores existentes en el lugar sin recuperación de material ni acero de refuerzo, con medios manuales o mecánicos, colocando el material producto de la demolición en un sitio el cual no interfiera ni dificulte la ejecución de los trabajos, ya que no será motivo de un pago adicional.

MEDICION Y PAGO.

Se cuantificará el volumen demolido de ambas estructuras, y el pago correspondiente se hará por metro cubico.

2.3.- Mampostería de 3ª.

DEFINICIÓN Y EJECUCION

Se entenderá por mampostería, a todas aquellas piezas prismáticas sin labrar, de piedra artificial o natural, macizas o huecas, unidas por un mortero aglutinante.

Las piedras que se empleen en elementos estructurales, deberán satisfacer los requisitos siguientes: una resistencia mínima a la compresión en dirección normal a los planos de formación de 150 kg/cm^2 y en dirección paralela 100 kg/cm^2 ; absorción máxima 4%; resistencia al intemperismo, en pérdida de peso 10%.

Las piedras no necesitan ser labradas. Pero se evitará en lo posible el empleo de piedras de formas redondeadas y cantos rodados. Por lo menos el 70% del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 30 kg cada una.

Los morteros que se emplearán, tendrán una relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes entre 2.25 y 5; la resistencia mínima en compresión será de 150 kg/cm^2

La estructura del vertedor con mampostería de 3ª se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana. En las

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

primeras hiladas se colocaran las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharan para los paramentos. Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocaran de forma que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones.

Las piedras antes de colocarse deberán humedecerse y de colocarlas de manera que cubran el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenaran completamente con las piedras chicas y mortero. Deberán usarse piedras a tizón, que ocupara como mínimo una quinta parte del área del paramento y estarán distribuidas en forma regular.

Las piedras a usar se tomaran de la misma zona del vertedor, ya que se encuentran regadas en la superficie cercana, roca con las características descritas anteriormente. También se dispone del banco localizado a 2.5 km de la zona de proyecto, en el cerro "Camatarán" con roca superficial de pepena que también cumple con los requisitos mencionados.

MEDICION Y PAGO.

Se cuantificará el volumen construido del vertedor, y el pago correspondiente se hará por metro cúbico.

2.4 y 3.1.- Concreto simple $f'c = 150 \text{ kg / cm}^2$

DEFINICIÓN Y EJECUCION

Se entenderá por concreto el producto endurecido resultante de la combinación y mezcla de cemento Pórtland, agua y agregados pétreos en proporciones adecuadas, pudiendo o no tener aditivos para su mejoramiento.

La construcción de estructuras y el revestimiento de canales de concreto, deberá hacerse de acuerdo con las líneas, elevaciones y dimensiones que señale el proyecto y/u ordene el Ingeniero cuando así lo crea conveniente. El concreto empleado en la construcción, en general, deberá tener una resistencia a la compresión por lo menos igual al valor indicado para cada una de las partes de la obra, conforme a los planos y estipulaciones del proyecto del proyecto. El contratista deberá proporcionar las facilidades necesarias para la obtención y manejo de muestra representativas para pruebas de concreto en las plantas mezcladoras.

La localización de las juntas de construcción deberán ser aprobadas por el ingeniero.

Se entenderá por cemento Pórtland el material proveniente de la pulverización del producto obtenido (clinker) por fusión incipiente de materiales arcillosos y calizas que contengan los óxidos de calcio, silicio, aluminio y fierro, en cantidades convenientes calculadas y sin más adición posterior que yeso sin calcinar y agua, así como otros materiales que no exceden del 1% del peso total y

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

que no sean nocivos para el comportamiento posterior del cemento. Dentro de los materiales que de acuerdo con la definición deben considerarse como nocivos, quedan incluidos todas aquellas sustancias inorgánicas de las que se conoce un efecto retardante en el endurecimiento. Los diferentes tipos de mortero Pórtland se usarán como sigue:

Tipo I.- Será uso general cuando no se requiera que el cemento tenga las propiedades especiales señaladas para los tipos II, III, IV y V.

Tipo II.- Se usará en construcciones de concreto expuestas a la acción moderada de sulfato o cuando se requiera un calor de hidratación moderado.

Tipo III.- Se usará cuando se requiera una alta resistencia rápida.

Tipo IV.- Se usará cuando se requiera un calor de hidratación bajo.

Tipo V.- Se usará cuando se requiera una alta resistencia a la acción de sulfatos.

El cemento Pórtland de cada uno de los 5 (cinco) tipos antes señalados deberá cumplir con las especificaciones físicas y químicas de acuerdo a Normas Oficiales.

Se entenderá por cemento Pórtland Puzulánico el material que se obtiene por la molienda simultánea de Clinker Pórtland, puzolanas naturales o artificiales y yeso. En dicha molineda es permitida la adición de otros materiales que no excedan del 1% y que no sean nocivos para el comportamiento posterior del cemento.

Dentro de los materiales que de acuerdo con la definición deben considerarse como nocivos, quedan incluidas todas aquellas sustancias inorgánicas de las que se conoce un efecto retardante en el endurecimiento.

Se entiende por puzolanas aquellos materiales compuestos principalmente por óxidos de silicio o por sales cálcicas de los ácidos silicios que en presencia del agua y a la temperatura ambiente sean capaces de reaccionar con el hidróxido de calcio para formar compuestos cementantes.

La arena que se emplee para la fabricación de mortero y concreto, deberá consistir en fragmentos de roca duros de un diámetro no mayor de 5 (cinco) mm. Densos y durables y libres de cantidades objetables de polvo, tierra, partículas de tamaño mayor, pizarras, álcalis, materia orgánica, tierra vegetal, mica y otras sustancias perjudiciales y deberán satisfacer los requisitos siguientes:

a).- Las partículas no deberán tener formas lajeadas o alargadas sino aproximadamente esféricas o cúbicas.

ESTE CON
FALLA DE ORIGEN

b).- El contenido del material orgánico deberá ser tal, que en la prueba de color (A.S.T.M., designación C-40), se obtenga un color más claro que el estándar, para que sea satisfactorio.

c).- El contenido de polvo (partículas menores de 74 (setena y cuatro) micras: cedazo número 200 (A.S.T.M., DESIGNACIÓN C-117) no deberá exceder del 3 (tres) por ciento en peso.

d).- El contenido de partículas suaves, tepetates, pizarras, etc., sumando con el contenido de arcillas y limo no deberá exceder del (6) seis por ciento en peso.

e).- Cuando la arena se obtenga de bancos naturales de este material, se procurará que su granulometría esté comprendida entre los límites máximos y mínimos, especificación A.S.T.M.E. 11.3ª.

Quando se presentan serias dificultades para conservar la graduación de la arena dentro de los límites citados, el Ingeniero podrá autorizar algunas ligeras variaciones al respecto. Salvo en que los casos en que el Ingeniero otorgue autorización expresa por escrito, la arena se deberá lavar siempre.

La arena entregada a la planta mezcladora deberá tener un contenido de humedad uniforme y estable, no mayor de 6 (seis) por ciento .

El agregado grueso que se utilice para la fabricación de concreto y que en su caso deba proporcionar el contratista, consistirá en fragmentos de roca duros, de un diámetro mayor de 5.0 mm. Densos y durables, libres de cantidades objetables de polvo, tierra, otras sustancias perjudiciales y deberá satisfacer los siguientes requisitos:

a).- Las partículas no deberán tener formas lajeadas o alargadas sino aproximadamente esféricas o cúbicas.

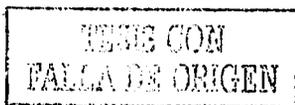
b).- La densidad absoluta no deberá ser menor de 2.4.

c).- El contenido de polvo (partículas menores de 74 (setena y cuatro) micras: cedazo número 200 (A.S.T.M., DESIGNACIÓN C-117) no deberá exceder del 3 (tres) por ciento en peso.

d).- El contenido de partículas suaves determinado por la prueba respectiva "Método Standard de U.S. Bureau of Reclamation" (designación 18), no deberá exceder del 5 (cinco) por ciento, en peso.

e).- No deberá contener materia orgánica, sales o cualquier otra sustancia extraña en proporción perjudicial para el concreto.

Quando se empleen tolvas para el almacenamiento y el proporcionamiento de los agregados para el concreto, éstas deberán ser construidas de manera que



se limpien por si mismas y se descarguen hasta estar prácticamente vacías por lo menos cada 48 (cuarenta y Ocho) horas.

La carga de las tolvas deberá hacerse de tal forma que el material se coloque directamente sobre las descargas, centrado con respecto a las tolvas. El equipo para el transporte de los materiales ya dosificados hasta la mezcladora, deberá estar construido y ser mantenido y operado de manera que no haya pérdidas de materiales durante el transporte no se entremezclen distintas cargas.

Los ingredientes del concreto se mezclarán perfectamente en mezcladoras de tamaño y tipo aprobado, y diseñadas para asegurar positivamente la distribución uniforme de todos los materiales componentes al final del período de mezclado.

El tiempo se medirá después de que estén en la mezcladora todos los materiales. Los tiempos mínimos de mezclado han sido especificados basándose en un control apropiado de la velocidad de rotación de la mezcladora y de la introducción de los materiales, quedando a juicio del ingeniero el aumentar el tiempo de mezclado cuando lo juzgue conveniente. El concreto deberá ser uniforme en composición y consistencia de carga en carga, excepto cuando se requieran cambios en composición o consistencia. El agua se introducirá en la mezcladora, durante y después de la carga de la mezcladora. No se permitirá el sobremezclado excesivo que requiera la adición de agua para preservar la consistencia requerida del concreto. Cualquier mezcladora que en cualquier tiempo no de resultados satisfactorios se deberá reparar rápida y efectivamente o deberá ser sustituida.

La cantidad de agua que entre en la mezcladora para formar el concreto, será justamente la suficiente para que con el tiempo, normal de mezclado produzca un concreto que a juicio del Ingeniero pueda trabajarse convenientemente en su lugar sin que haya segregación y que con los métodos de acomodamiento estipulados por el Ingeniero produzcan la densidad, impermeabilidad y superficies lisas deseadas. No se permitirá el mezclado por mayor tiempo del normal para conservar la consistencia requerida del concreto. La cantidad de agua deberá cambiarse de acuerdo con las variaciones de humedad contenidas en los agregados, a manera de producir un concreto de la consistencia uniforme requerida.

No se vaciará concreto para revestimientos, cimentación de estructuras, dentellones, etc., hasta que todo el agua que se encuentre en la superficie que vaya a ser cubierta con concreto haya sido desalojada

El concreto que se haya endurecido al grado de no poder colocarse, será desechado. El concreto se vaciará en su posición final y no se dejará que se escurra, permitiendo o causando segregación. No se permitirá la separación excesiva del agregado grueso a causa de dejarlo caer desde grande altura o muy desviado de la vertical o porque choque contra las formas o contra las varillas de

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

refuerzo; donde tal separación pudiera ocurrir se colocarán canaletas y deflectores adecuados, para confinar y controlar la caída del concreto, se colocará en capas continuas aproximadamente horizontales cuyo espesor generalmente no excederá de 50 (cincuenta) centímetros. La cantidad del concreto depositado en cada sitio estará sujeto a la aprobación del Ingeniero. Las juntas de construcción serán aproximadamente horizontales a no ser que se muestren de otro modo en los planos o que las ordene el ingeniero y se les dará la forma prescrita usando moldes donde sea necesario o se asegurará una unión adecuada con la colada subsecuente, retirando la "nata superficial" a base de una operación de "picado" satisfactoria.

Todas las intersecciones de las juntas de construcción con superficies de concreto quedarán a la vista, se harán rectas y a nivel o a plomo según el caso.

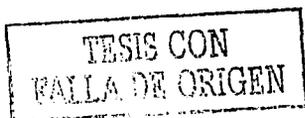
Cada capa de concreto se consolidará mediante vibrado hasta la densidad máxima practicable, de manera que quede libre de bolsas de agregado grueso y se acomode perfectamente contra todas las superficies de los moldes y materiales ahogados. Al compactar cada capa de concreto, el vibrador se pondrá en posición vertical y se dejará que la cabeza vibradora penetre en la parte superior de la capa subyacente para vibrarla de nuevo.

La temperatura del concreto al colar no deberá ser mayor de 27 (veintisiete) grados centígrados y no deberá ser menor de 4 (cuatro) grados centígrados. En los colados de concreto durante los meses de verano, se emplearán medios efectivos tales como regado del agregado, enfriado del agua de mezclado, colados de noche y otros medios aprobados para mantener la temperatura máxima especificada. En caso de tener temperaturas menores de 4 (cuatro) grados centígrados no se harán colados de concreto.

El concreto se compactará por medio de vibradores eléctricos o neumáticos del tipo de inmersión. Los vibradores de concreto que tengan cabezas vibradoras de 10 (diez) centímetros o más de diámetro, se operarán a frecuencias por lo menos de 6,000 (seis mil) vibraciones por minuto cuando sean metidos en el concreto .

Los vibradores de concreto que tengan cabezas vibradoras de menos de 10 (diez) centímetros de diámetro se operarán cuando estén metidos en el concreto. Las nuevas capas de concreto no se colocarán sino hasta que las capas colocadas previamente hayan sido debidamente vibradas. Se tendrá cuidado en evitar que la cabeza vibradora haga contacto con las superficies de las formas de madera.

Todo el concreto se "curara" con membrana o con agua. Las superficies superiores de muros serán humedecidas con yute mojado u otros medios efectivos tan pronto como el concreto se haya endurecido lo suficiente para evitar que sea dañado por el agua y las superficies se mantendrán húmedas hasta que se



aplique la composición para sellar. Las superficies moldeadas se mantendrán húmedas antes de remover las formas y durante la remoción.

El concreto curado con agua se mantendrá mojado por lo menos 21 (veintiún) días inmediatamente después del colado del concreto o hasta que sea cubierto con concreto fresco, por medio de material saturado de agua o por un sistema de tuberías perforadas, regaderas mecánicas o mangueras porosas, o por cualquier otro método aprobado por el ingeniero, que conserven las superficies que se van curar continuamente (no periódicamente) mojadas. El agua usada por el curado llenará los requisitos del agua usada en la mezcla del concreto.

El curado con membrana se hará con la aplicación de una composición para sellar con pigmento blanco que forme una membrana que retenga el agua con las superficies de concreto.

Para usar la composición para sellar, se agitará previamente a fin de que el pigmento se distribuya uniformemente en el vehículo. Se revolverá por medio de un agitador mecánico efectivo operado por el motor, por agitación por aire comprimido introducido en el fondo del tambor, por medio de un tramo de tubo u por otros medios efectivos. Las líneas de aire comprimido estarán provistas de trampas efectivas para evitar que el aceite o la humedad entren en la composición.

MEDICION Y PAGO.- El concreto se medirá en metros cúbicos con aproximación de un decimal; y de acuerdo con la resistencia de proyecto, para lo cual se determinará directamente en la estructura el número de metros cúbicos colocados según el proyecto y/u ordenes del Ingeniero.

No se medirán para fines de pago los volúmenes de concreto colocados fuera de las secciones de proyecto y/u ordenes del Ingeniero, ni el concreto colocado para ocupar sobreexcavaciones imputables al Contratista.

De manera enunciativa se señalan a continuación las principales actividades que se contemplan en estos conceptos:

- a).- El suministro del cemento en la cantidad que se requiera incluyendo mermas y desperdicios para dar la resistencia deseada.
- b).- La adquisición y/u obtención de la arena y la grava en las cantidades necesarias con mermas y desperdicios. Incluyendo carga, acarreo de 10 (diez) kilómetros y descarga.
- c).- El suministro de agua con mermas y desperdicios.
- d).- El curado con membrana y/o agua y/o curacreto.
- e).- La mano de obra y el equipo necesarios.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se ratifica que la Comisión al utilizar estos conceptos esta pagando unidades de obra terminada y con la resistencia especificada; por lo que el Contratista tomará las consideraciones y procedimientos constructivos de su estricta responsabilidad para proporcionar las resistencias de proyecto.

2.5 y 3.2.- Acero de refuerzo

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN

Se entenderá por suministro y colocación de fierro de refuerzo al conjunto de operaciones necesarias para cortar, doblar, formar ganchos y colocar las varillas de fierro de refuerzo utilizadas para la formación de concreto reforzado en las estructuras de obras de toma.

El fierro de refuerzo que proporcione la Comisión Nacional del Agua para la construcción de estructuras de concreto reforzado o que en el que en su caso deba proporcionar el Contratista, deberá llenar los requisitos señalados para ese material en la Norma B-6-1955 de la Dirección General de Normas.

La varilla de alta resistencia deberá satisfacer los requisitos señalados para ella en las Normas A-431 y A-432 de la A.S.T.M.

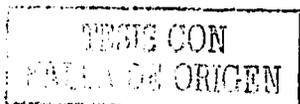
El fierro de refuerzo deberá ser enderezado en la forma adecuada, previamente a su empleo en las estructuras.

Las distancias a que deban colocarse las varillas de refuerzo que se indiquen en los planos, serán consideradas de centro a centro, salvo que específicamente se indique otra cosa; la posición exacta, el traslape, el tamaño y la forma de las varillas, deberán ser las que se consignan en los planos o las que ordene el Ingeniero.

Antes de proceder a su colocación, las superficies de las varillas y de los soportes metálicos de éstas, deberán limpiarse de óxido, polvo, grasa u otras sustancias y deberán mantenerse en estas condiciones hasta que queden ahogadas en el concreto.

Las varillas deberán ser colocadas y aseguradas exactamente en su lugar, por medio de soportes metálicos, etc., de manera que no sufran movimientos durante el vaciado del concreto y hasta el fraguado inicial de éste. Se deberá tener el cuidado necesario para aprovechar de la mejor manera la longitud de las varillas de refuerzo.

MEDICION Y PAGO.- La cuantificación se hará por kilogramo colocado con redondeado a la unidad; quedando incluido en el precio: mermas, desperdicios, descalibres, sobrantes; así como alambre y silletas necesarias para su instalación. Considerando como máximo el peso teórico tabulado según el diámetro de la varilla.



En el caso de que el acero lo proporcione la Comisión Nacional del Agua; la carga, acarreo y descarga al sitio de la obra se hará por separado.

Cuando el suministro lo realice el Contratista, deberá incluir los fletes totales; las maniobras y manejos locales hasta dejarlo en el sitio de la obra.

En ambos casos el Contratista proporcionará la mano de obra, el equipo y la herramienta necesaria.

De manera especial debe contemplar cuando la varilla sea de 1" de diámetro o mayor ya que no irá traslapada sino soldada a tope, cumplimentando los requisitos de soldadura.

3.3 y 3.4 tubería PVC DE 12" y 10" C-7

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN

Por el precio unitario estipulado en este concepto, el contratista suministrará, en el sitio de la obra la tubería de PVC C7, instalará y realizará las maniobras y las pruebas necesaria en la tubería principal y piezas especiales en los planos de proyecto.

Es importante que el contratista, tenga cuidado en la selección de la clase de tubería que especifican los planos, ya que esta corresponde a la presión recomendable a la cual va a trabajar. Las tuberías de PVC deberán cumplir con las especificaciones de la INTERNACIONAL STANDARDS ORGANIZATION (ISO).

PVC, son las iniciales en el idioma ingles de poli-vinil-chlorine, adaptadas internacionalmente para dominar los productos fabricados precisamente con cloruro de polivinilo.

La conexión de un tubo al otro se efectúa insertando el extremo achaflanado a la campana anger. Las tuberías que has sido cortadas en la obra deben achaflanarse.

Para obtener una inserción correcta deberán seguirse las siguientes recomendaciones:

- 1.- Antes de efectuar la inserción deberán limpiarse tanto la ranura de la campana como el extremo achaflanado del tubo.
- 2.- En la ranura de la campana, previamente limpiada, se coloca el anillo de empaque.
- 3.- Sobre el extremo achaflanado del tubo se aplica una capa de lubricante duralón o similar, de aproximadamente 1mm. De espesor.

4.- Aplicando el lubricante se insertara el extremo achaflanado de campana. Es de importancia que la inserción se haga únicamente hasta la marca de color que se encuentra en el extremos del tubo.

5.- Se debe tener especial cuidado de que la inserción no se haga hasta el fondo de la campana, ya que la unión anger opera como junta de dilatación

6.- Es importante dar alineamiento tanto el tubo con la extremidad de espiga como la campana del tubo que se va a insertar a fin de que el acoplamiento sea uniforme y se evite el riesgo de que la junta salga de su guía provocando con esto fugo en la línea.

CAMBIOS DE DIRECCIÓN DE LA TUBERÍA.- La curvatura debe hacerse únicamente en la parte lisa del tubo hasta los límites que especifican los fabricantes para este tipo de tubería, ya que el cóple no permite cambios de dirección.

ATRAQUES.- Se fabricaran de concreto, en los sitios en que haya cambios de dirección o de pendiente para evitar en forma efectiva movimientos de la tubería producidos por la presión hidrostática o por lo golpes de ariete.

No se efectuará la prueba hasta después de haber transcurrido cinco días de haberse construido el último atraque de concreto pero si se utiliza cemento de fraguado rápido, las pruebas podrán efectuarse después de dos días de haberse colado el último. En caso de que no haya atraques de concreto, las pruebas de efectuaran dentro de los tres días hábiles de terminada la instalación.

PRUEBA HIDROSTATICA.- Para efectos de la prueba hidrostática se dejan libres todas las conexiones y cruceros, sometiendo las tuberías y conexiones instaladas a una prueba hidrostática por medio de presión de agua, en la que se cuantificaran las fugas del tramos instalado.

Los tramos que se probarán deberán estar comprendidos entre cruceros, incluyendo piezas especiales válvulas de los mismos. En esta prueba la tubería se llenara lentamente de agua y se purgara de aire entrampado en ella mediante la inserción de una válvula de aire en las partes mas altas del tramo por probar. Se aplicará la presión de prueba mediante una bomba apropiada y se mantendrá una hora como mínimo.

MEDICION Y PAGC.

La instalación será medida en metros con aproximación de un décimo. Al efecto se determinará directamente en la obra las longitudes de tuberías colocadas en función de su diámetro y con base en lo señalado por el proyecto; debiendo incluir las siguientes actividades que se mencionan con carácter enunciativo:

a) Revisión de tuberías, juntas y materiales para certificar su buen estado.

b) Maniobras y acarreo para colocar a un lado de la zanja

c) Instalación y bajado de la tubería y prueba hidrostática con el manejo del agua y reparaciones que se pudiesen requerir.

3.5 y 3.6.- Válvulas mariposa de 12" y 10"

3.7 y 3.8.- Medidor volumétrico de 12" y 10" bridado

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.

Se entenderá por el concepto de "válvulas" y/o "medidor volumétrico" el suministro y colocación que haga el contratista de las unidades que se requieran para la construcción de LINEAS en la zona de riego, así como lo necesario para su correcta instalación y prueba.

La prueba hidrostática de las válvulas y medidores se llevará a cabo conjuntamente con las piezas especiales y tuberías.

Las válvulas de seccionamiento o mariposa deberán resistir una presión hidrostática de trabajo de acuerdo al proyecto.

En lo que se refiere a válvulas eliminadoras o aliviadoras de aire y reductoras de presión, sus mecanismos deben resistir las pruebas nominales ya descritas sin que para ello sufran alteraciones en el funcionamiento conforme al que fueron diseñadas dentro del sistema. Para cada caso específico las válvulas deben complementar los requisitos de construcción, materiales, condiciones de operación y pruebas establecidas en la normatividad respectiva de organismos oficiales.

MEDICIÓN Y PAGO.

El suministro de válvulas se medirá por unidad completa; al efecto se determinará directamente en la obra el número que hubiere proporcionado el contratista con el fin de que el pago se verifique de acuerdo con el tipo y diámetro respectivo, seleccionado conforme al catálogo de precios correspondiente.

Las válvulas y/o medidores que suministre el contratista a la comisión, deberán llenar entre otros los siguientes requisitos:

A) La fundición que se utilice para la fabricación de las válvulas, será de fierro fundido gris al horno eléctrico, que produzca un material resistente de grano fino y uniforme, sano, limpio, sin arena ni impurezas, fácilmente maquinable y que llene los siguientes requisitos de la A.S.T.M., especificación A-126-42: salvo indicación específica que señale adiciones o modificaciones.

- B) El acero usado para la fabricación de tornillos y tuercas cubiertas o cualquier otra parte de la válvula, deberá satisfacer la especificación a-107, de la A.S.T.M. a menos que por condiciones específicas se estipulen modificaciones.
- C) El acero al carbón usado para cubiertas y piezas fundidas o cualquier otra parte de la válvula, deberá ajustarse a la especificación a-216-53t, grado MCB de la A.S.T.M.. a menos que por condiciones específicas se estipulen modificaciones.

Las partes integrantes de las válvulas y/o medidores serán capaces de resistir una presión mínima de prueba de 20 kg/cm² (300 lb/pulg²), sin que sufran deformaciones permanentes ni desajustes en cualquiera de sus partes ; a reserva que el proyecto señale especificación diferente.

Las válvulas que no se ajusten a las especificaciones generales o que resulten defectuosas al efectuar las pruebas, serán sustituidas y reinstaladas nuevamente por el contratista sin compensación adicional.

3.9.- Piezas especiales de acero

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.

Por piezas especiales de acero y para efectos de esta especificación, se deberán entender aquellas piezas que por sus características deban considerarse como peculiares o especiales; con carácter enunciativo se indican algunas de ellas: codos de diferentes grados y gajos, reducciones, tees, cruces, bridas, carretes, etc., así mismo se entenderán como piezas especiales, tubos cortos con una longitud máxima de 1.50 mts. Y en cualquier diámetro, utilizados en interconexiones. Los tubos con una longitud mayor a 1.50 mts. Deberán considerarse dentro de la instalación de tubería de acero.

En lo que se refiere a la ejecución de los trabajos para el suministro, fabricación e instalación de piezas especiales de acero, se deberá cumplir con todo lo asentado y en lo procedente con la especificación de instalación de tubería de acero.

Se entenderá por instalación de piezas especiales, el conjunto de operaciones que deberá realizar el contratista para colocar según el proyecto y/o las ordenes del ingeniero, las válvulas y piezas especiales que formen parte de las tomas.

Las juntas, válvulas, campanas para operación de válvulas y demás piezas especiales serán manejadas cuidadosamente por el contratista a fin de que no se deterioren. Previamente a su instalación el ingeniero inspeccionara cada unidad para eliminar las que presenten algún defecto en su manufactura. Las piezas

defectuosas se retiraran de la obra y no podrán emplearse en ningún lugar de la misma, debiendo ser repuestas por el contratista.

Antes de su instalación las piezas especiales deberán ser limpiadas de tierra, exceso de pintura, aceite, polvo o cualquiera otro material que se encuentre en su interior o en las juntas.

Si se trata de piezas especiales con brida, se instalara en esta una extremidad a la que se conectara una junta o una campana de tubo, según se trate respectivamente del extremo liso de una tubería o de la campana de una tubería macho y campana. Los cruceros se colocaran en posición horizontal, con los vástagos de las válvulas perfectamente verticales, y estarán formados por las cruces, codos, válvulas y demás piezas especiales que señale el proyecto y/u ordene el ingeniero.

Las válvulas que se encuentren localizadas en tubería al descubierto deberán anclarse con concreto si son mayores de 12 (doce) pulgadas de diámetro.

Previamente a su instalación y a la prueba a que se sujetaran junto con las tuberías ya instaladas, todas las piezas especiales de fierro fundido que no tengan piezas móviles se sujetaran a pruebas hidrostáticas individuales con una presión de 10 kg/cm². Las válvulas y piezas especiales que tengan piezas móviles se sujetaran a pruebas de presión hidrostática individuales del doble de la presión de trabajo de la tubería a que se conectaran, la cual en todo caso no deberá ser menor de 10 (diez) kg/cm².

Durante la instalación de válvulas o piezas especiales dotadas de bridas, se comprobara que el empaque de plomo o neopreno o de hule que obrara como sello en las uniones de las bridas, sea del diámetro adecuado a las bridas, sin que sobresalga invadiendo el espacio del diámetro interior de las piezas.

La unión de las bridas de piezas especiales deberá de efectuarse cuidadosamente apretando los tornillos y tuercas en forma de aplicar una presión uniforme que impida fugas de agua. Si durante la prueba de presión hidrostática a que serán sometidas las piezas especiales conjuntamente con la tubería a que se encuentran conectadas, se observaran fugas, deberá de desarmarse la junta para volverla a unir de nuevo, empleando un sello de plomo con neopreno o de hule repuesto que no se encuentre previamente deformado por haber sido utilizado con anterioridad.

MEDICIÓN Y PAGO

La colocación de válvulas se medirá en piezas y al efecto se medirá directamente en la obra, el numero de válvulas de cada diámetro completas instaladas por el contratista, según el proyecto y/o las ordenes del ingeniero.

La colocación de piezas especiales se medirá en kilogramos con aproximación de un decimal. Al efecto se determinara directamente en la obra, previamente a su colocación, el peso de cada una de las piezas que deberá instalar el contratista según el proyecto y/o las ordenes del ingeniero.

3.10.- Rejilla

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN.

Por este concepto se entenderá el suministro, habilitado, soldado y colocado de una rejilla de protección en la caja de la toma de acuerdo con los detalles del plano de obra de toma, la cual se construirá de un marco de acero formado por ángulos de $2\frac{1}{2}$ " por lado y $\frac{1}{4}$ " de espesor, soldando a tope soleras de acero de $\frac{1}{2}$ " x $1\frac{1}{2}$ " con separación de 8 cm. centro a centro y un atiesador central con soleras de acero de $\frac{1}{2}$ " x $1\frac{1}{2}$ ". En la estructura de entrada se ahogará un contramarco para recibir el marco de la rejilla, con una separación máxima de 5 mm entre marco y contramarco. Como protección ante la corrosión se pintara la rejilla con pintura vinílica o esmalte.

MEDICIÓN Y PAGO

Se cuantificará por pieza colocada en la estructura de entrada, con la misma unidad de pago.



GERENCIA ESTATAL EN
MICHOACÁN

REHABILITACION DE LA PRESA DERIVADORA "LA LLAVE", QUE BENEFICIA AL EJIDO JANAMBO, EN SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACAN.

CATALOGO DE CONCEPTOS, UNIDADES DE MEDICION, CANTIDADES DE TRABAJO, PRECIOS UNITARIOS PROPUESTOS E IMPORTES TOTALES.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
1.- PRESAS Y DIQUES				
1.1.- TERRACERIAS				
1.1.1.- DESMONTE				
1.1.1.1.- DESMONTE, DESENRAICE, DESYERBE Y LIMPIA DEL TERRENO PARA PROPOSITOS DE CONSTRUCCION	HA.	7.20	4,398.55	31,669.56
1.1.1.2.- REMOCION DEL MATERIAL IMPERMEABLE DEL BORDO CON ACARREO LIBRE DE UNA ESTACION DE 20 MTS. CON RECUPERACION DEL ENROCAMIENTO	M ³	32,674.60	10.96	358,113.62
1.1.2.- EXCAVACIONES				
1.1.2.1.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, PARA ALOJAR LA BASE DEL BORDO CON ACARREO LIBRE DE UNA ESTACION DE 20 MTS.	M ³	35,627.50	12.46	443,918.65
1.1.3.- COLOCACION DE MATERIALES				
1.1.3.2.- PREPARACION Y COLOCACION DE MATERIAL IMPERMEABLE COMPACTADO; RECUPERADO DE LA REMOCION Y EXCAVACION DEL BORDO.	M ³	39,052.24	18.53	723,638.01
1.1.3.5.- PREPARACION Y COLOCACION DE ENROCAMIENTO; CON PIEDRA RECUPERADA DE LA REMOCION DEL BORDO	M ³	771.00	14.73	11,356.83
1.1.4.- OBTENCION Y COLOCACION DE MATERIAL				
1.1.4.2.- OBTENCION, ACARREO EN EL 1er. Km. Y COLOCACION DEL MATERIAL IMPERMEABLE COMPACTADO DE BANCO EN EL CUERPO DEL BORDO	M ³	48,431.00	20.85	1,009,786.35
1.1.4.6.- OBTENCION, ACARREO EN EL 1er. Km. Y COLOCACION DEL ENROCAMIENTO EN LA CARA AGUAS ARRIBA DEL BORDO; PROVENIENTE DE BANCOS DE PRESTAMO	M ³	514.13	25.81	13,269.70
1.1.4.8.- OBTENCION, ACARREO EN EL 1er. Km. Y COLOCACION DE MATERIAL DE REVESTIMIENTO PARA LA CORONA DE LA PRESA PROVENIENTE DEL BANCO DE PRESTAMO	M ³	1,620.00	26.36	42,703.20
1.1.4.10.- OBTENCION, ACARREO EN EL 1er. Km. Y COLOCACION DE PIEDRA DE PEPENA, PARA LA FORMACION DEL PARAPETO EN LA CORONA DEL BORDO, CON MURO GAVIÓN.	M ³	360.00	16.36	5,889.60

105

105

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



GERENCIA ESTATAL EN
MICHOCACAN

REHABILITACION DE LA PRESA DERIVADORA "LA LLAVE", QUE BENEFICIA AL EJIDO JANAMBO, EN SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOCACAN.

CATALOGO DE CONCEPTOS, UNIDADES DE MEDICION, CANTIDADES DE TRABAJO, PRECIOS UNITARIOS PROPUESTOS E IMPORTES TOTALES.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
1.1.5.- SOBRECARRERO DE TERRACERIAS				
1.1.5.1.- SOBRECARRERO DE MATERIAL CORRESPONDIENTE AL CONCEPTO 1.1.4.2	M ³ - Km.	48,431.00	4.12	199,536.72
1.1.5.2.- SOBRECARRERO DE MATERIAL CORRESPONDIENTE AL CONCEPTO 1.1.4.	M ³ - Km.	514.13	3.75	1,927.99
1.1.5.3.- SOBRECARRERO DE MATERIAL CORRESPONDIENTE AL CONCEPTO 1.1.4.8	M ³ - Km.	1,620.00	3.75	6,075.00
1.1.5.4.- SOBRECARRERO DE MATERIAL CORRESPONDIENTE AL CONCEPTO 1.1.4.10	M ³ - Km.	360.00	3.75	1,350.00
1.2.- ESTRUCTURAS				
1.2.1.- EXCAVACIONES				
1.2.1.1.- EXCAVACIONES EN VERTEDOR Y TANQUE AMORTIGUADOR				
1.2.1.1.1.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, CON MEDIOS MECANICOS	M ³	1,160.00	12.46	14,453.60
1.2.2.- CONCRETOS				
1.2.2.2.- EN LA OBRA DE TOMA				
1.2.2.2.1.- FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN CON UN RESISTENCIA F'c= 150 Kg/cm ²	M ³	290.00	1,099.00	318,710.00
1.2.2.2.3.- COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO	TON.	4.95	8,100.00	40,095.00
1.2.3.- MAMPOSTERIAS				
1.2.3.1.- MAMPOSTERIA EN EL VERTEDOR				
1.2.3.1.1.- MAMPOSTERIA DE 3a. PARA LA CONSTRUCCION DEL VERTEDOR; INCLUYE ZAMPEADO CON MORTERO CEMENTO-ARENA CON PROPORCION 1:4	M ³	1,612.00	503.20	811,158.40
1.2.4.- RELLENOS				
1.2.4.1.- RELLENOS EN EL VERTEDOR				
1.2.4.1.3.- RELLENO CON MATERIAL IMPERMEABLE COMPACTADO CON PISTON DE MANO, EN LAS LATERALES DEL VERTEDOR.	M ³	2,652.50	36.95	98,009.88

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PRESUPUESTO BASE.



**GERENCIA ESTATAL EN
MICHOACÁN**

REHABILITACION DE LA PRESA DERIVADORA "LA LLAVE", QUE BENEFICIA AL EJIDO JANAMBO, EN SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACAN.

CATALOGO DE CONCEPTOS, UNIDADES DE MEDICION, CANTIDADES DE TRABAJO, PRECIOS UNITARIOS PROPUESTOS E IMPORTES TOTALES.

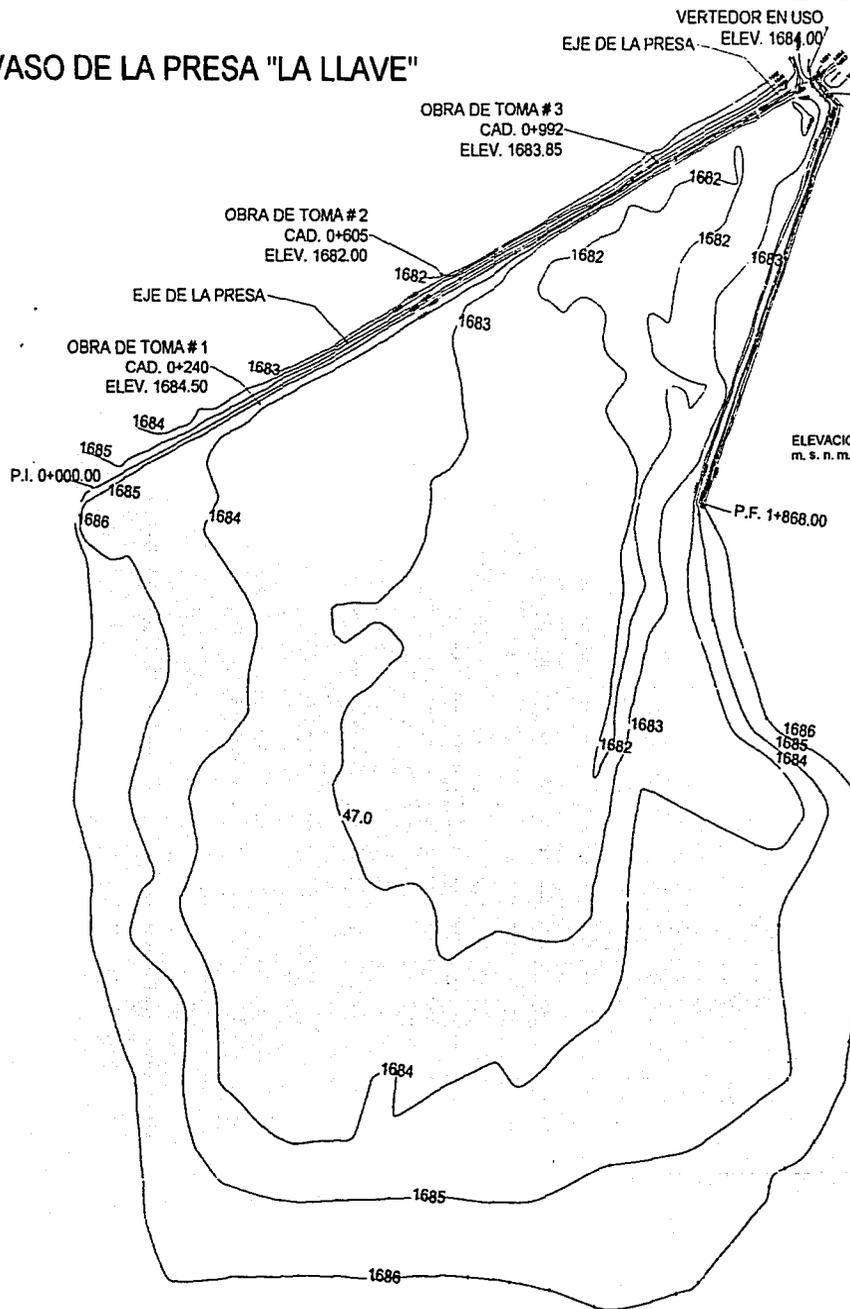
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
1.2.6.- DEMOLICION DE ESTRUCTURAS				
1.2.6.1.- DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO EN EL VERTEDOR Y OBRA DE TOMA	M ³	970.00	70.10	67,997.00
1.2.7.- CONCEPTOS DIVERSOS				
1.2.7.1.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBO DE PVC 12" C-7 EN OBRA DE TOMA	M.L.	38.00	480.13	18,244.94
1.2.7.2.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBO DE PVC 10" C-7 EN OBRA DE TOMA	M.L.	24.00	300.71	7,217.04
1.2.7.3.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE VALVULA MARIPOSA DE 12"	PZA.	2.00	10,515.00	21,030.00
1.2.7.4.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE VALVULA MARIPOSA DE 10"	PZA.	2.00	8,123.00	16,246.00
1.2.7.5.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE MEDIDOR VOLUMETRICO DE 12" BRIDADO	PZA.	2.00	18,411.50	36,823.00
1.2.7.6.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE MEDIDOR VOLUMETRICO DE 10" BRIDADO	PZA.	1.00	16,321.00	16,321.00
1.2.7.7.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE PIEZAS ESPECIALES DE ACERO EN LA O.T.	LOTE	3.00	13,520.00	40,560.00
1.2.7.8.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE REJILLA DE ACERO PARA OBRA DE TOMA.	PZA.	6.00	3,725.60	22,353.60

suma el PRESUPUESTO

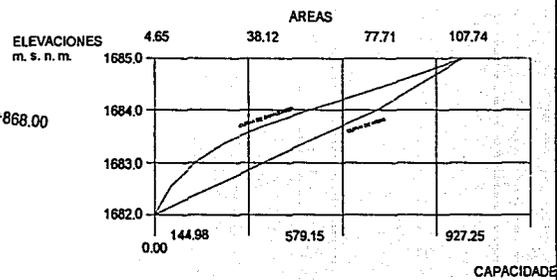
4,378,453.67

MICHOACÁN
 FALLA DE ORIGEN

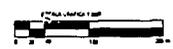
VASO DE LA PRESA "LA LLAVE"



AREA Ha.	ELEVACIONES msnm	CAPACIDADES MILES m3
4.65	1682.0	0.00
38.12	1683.0	144.98
77.71	1684.0	579.15
107.74	1685.0	927.25
135.24	1686.0	1,214.90

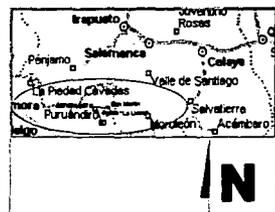
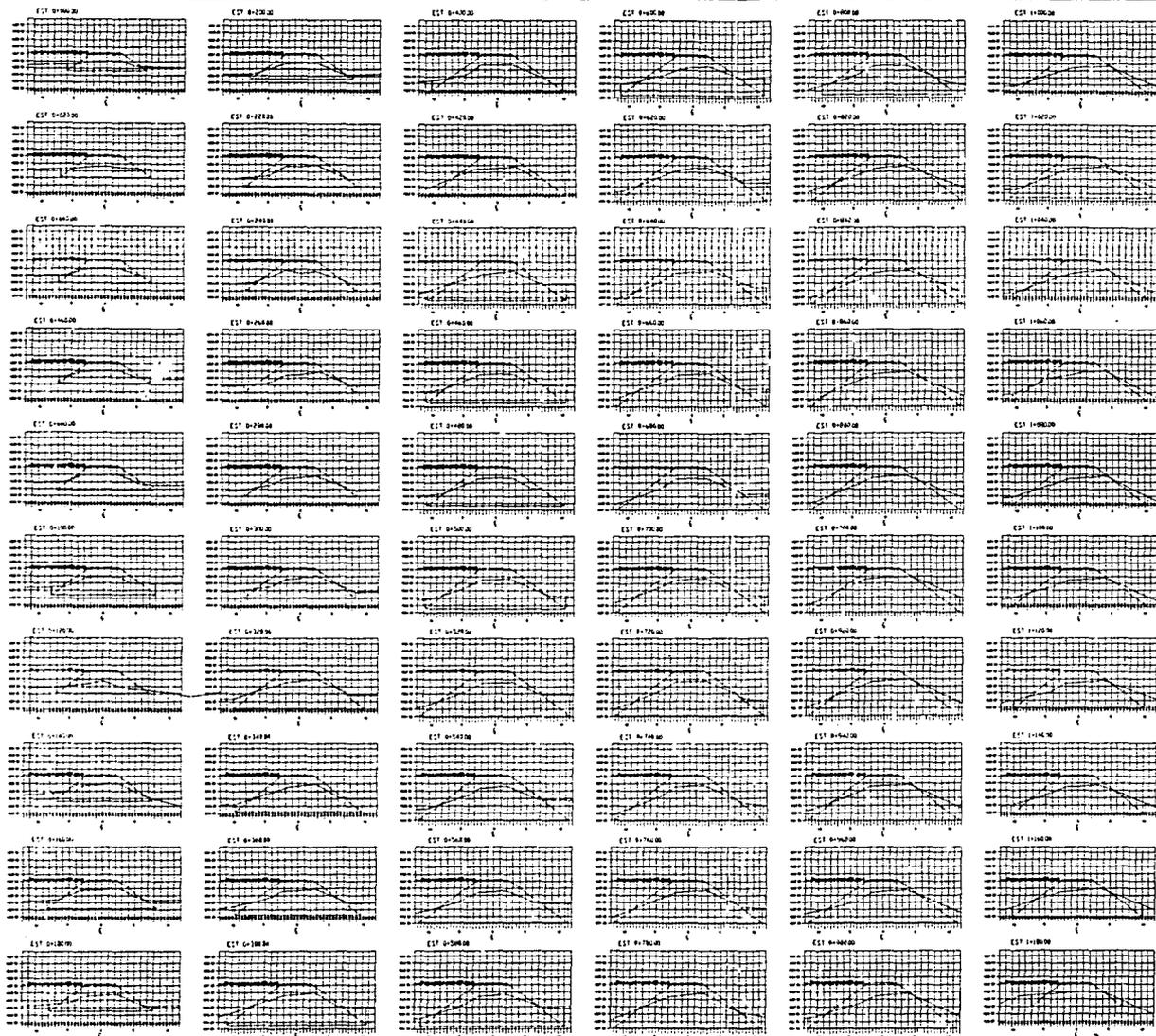


TESIS CON FALLA DE ORIGEN.



PRESA "LA LLAVE"
BORDO, VASO Y CURVA AREAL-CAPACIDADES

301



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

- LINEA DEL BORDO PROYECTO
- LINEA ACTUAL DE BORDO
- LINEA DEL CAJON DE EMPOTRE
- - - EJE DEL BORDO
- ELEVACION (m.s.n.m.)

LOS MUELER ESTAN EN METROS SOBRE EL NIVEL DEL MAR Y LA LONGITUD EN METROS. LAS SECCIONES ESTAN EN ESCALA 1:200 HORIZONTAL Y VERTICAL. SE CONSIDERA COMO REMOCION DE MATERIAL AQUEL QUE SE ENCUENTRE POR ARRIBA DE LA LINEA DEL TERRENO NATURAL Y ELEVACION AL QUE ESTE COMPROMISO POR DE BAJO EN LA CALA PARA EMPOTRAMIENTO TERREO.

EL NIVEL DE PROYECTO DEL BORDO SERA EL 1072.1 MM. ESTE NIVEL SERA EN LA PARTE SUPERIOR DEL REVESTIMIENTO EN LA FIBRA SUPERIOR EXTREMA DEL PARAMENTO DE PROTECCION. SE LLEVARA EN EL PROCESO DE CONSTRUCCION UN CONTROL TOPOGRAFICO A DETALLE CON EL FIN DE MANTENER SIEMPRE LOS VOLUMENES DE CORRAL ESTABLECIDOS EN ESTE PROYECTO JUNTO CON EL CONTROL DE MUELER DE EXTREMAS MUESTRAS DEL MATERIAL HORIZONTAL Y COMPACTADO EN EL BORDO CON EL FIN DE CONTROLAR Y VERIFICAR EL PROCESO DE CONSTRUCCION Y QUE EL MATERIAL TENGA SU COMPACTACION Y HUMEDAD OPTIMA.

110

P. 110 P. 110

VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

VIII.1.- Conclusiones.- Una vez analizados y correlacionados los estudios de este proyecto, incluyendo opinión de usuarios y de la propia Comisión Nacional del Agua, se concluye que:

1.- A excepción del tramo de bordo comprendido de la estación 1+268.41 a la 1+868.41, que se encuentra en buenas condiciones, tanto los primeros 1,201.41 metros de bordo, como las 3 tomas en operación y los 2 vertedores actuales, deberán ser demolidos para construirse nuevamente.

2.- Se considera una superficie de cuenca de 46.519 km² para determinar el volumen escurrido medio anual (31.164 km² de cuenca propia y 15.355 km² del 70% de la cuenca vecina de la presa "Las Cañas". Para el diseño de la avenida máxima como caso más desfavorable, se considerará el 100% de la cuenca de la presa "las cañas" lo que sumaría 53.099 km².

3.- El escurrimiento medio anual aprovechable resultó ser de 1'995,980 m³ y la avenida máxima de 180.54 m³/s a la entrada del vaso y de 133.37 avenida. Máxima de diseño.

4.- Las nuevas construcciones de acuerdo a valores hidrológicos actualizados, tendrían las siguientes características:

a) El bordo de proyecto tendría 1.21 metros más de altura, quedando una altura máxima de 6.210 m. (elev.1687.21), medidos desde el terreno natural con taludes 1.50:1, contra 4.50 m. de altura y taludes 1:1 actuales. Su corona actual, sería similar a la de proyecto, o sea de 4.50 m. En el tramo de bordo que no tiene problemas, solamente se acondicionaría la corona para de ahí desplantar la sobreelevación necesaria para toda la presa. Aún cuando la corona quedara a 3.00 metros de ancho no se tendría problema ya que en ese tramo no se tiene tráfico vehicular.

b) El almacenamiento útil original de la presa "La Llave" era de 580,000 m³. De éstos actualmente 146,000 m³ corresponden a azolves, reduciendo la capacidad útil actual a solamente 434,175 m³. La nueva capacidad de proyecto se requiere de 911,877 m³. Al sobreelevar la cresta vertedora en un metro y medio, la capacidad de proyecto quedaría en 927,250 m³.

c) Para el bordo libre, el fetch con la nueva elevación del embalse es de 1.45 km.; considerando una velocidad del viento de 120 km./hr. resulta un bordo libre recomendable de 1.00 m. según la U. S. B. R., que coincide con "Pequeños Almacenamientos" (pag. 290) editado en 1975 por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos; por lo que nos quedaría disponible un metro como carga del vertedor para el tránsito de la avenida máxima. Se revisará la longitud de vertido necesaria para una carga de 1.50 metro:

d) Las obras de toma se encuentran actualmente un metro bajo el nivel de azolves. Su nueva localización será igual a la actual y su capacidad también será similar; su elevación será igual al nivel actual de azolves con el umbral preparado para irlo subiendo a medida que suban los azolves y de esta manera aprovechar en un momento dado, todo el volumen de agua almacenado. Los conductos se consideran tubería de PVC C-7, controlados con válvulas de mariposa aguas abajo de la presa, incluyendo escala de medición.

e) El vertedor de proyecto será de mampostería, descarga libre perfil "creager" con una longitud vertedora de 24.39 m. suficiente para desfogar una avenida máxima de 180.54 m³/seg., con un tirante sobre la cresta de 1.50 m.. El bordo libre de diseño será también de 1.00 m.

5.- La superficie de riego original de la presa "La Llave" que es de 115 ha.; desde hace algunos años no ha sido posible regarla en su totalidad. Los usuarios manifiestan que dan servicio de riego en promedio a 60 ha./año.

6.- Los trabajos de rehabilitación de esta obra, consisten en recuperar la capacidad de la presa para regar nuevamente las 115 ha.

7.- Sería posible regar una superficie mayor, pero se tiene el compromiso de muchos años con los usuarios de la presa "Los Angeles" que aprovechan los excedentes. Si se incrementara la superficie en "La Llave", los excedentes serían mínimos generándose problemas sociales entre ambos grupos de usuarios.

8.- Tanto el material impermeable para el cuerpo de la cortina como la roca (de pepena) para la protección del talud de aguas arriba, se encuentran dentro del primer km. en relación al sitio de la cortina. El material cementante para la corona de la cortina se localiza a 2.5 km. y los agregados para concreto y morteros, a 15.0 km.

9.- Los coeficientes de abundamiento del material impermeable, son en promedio de 1.19; en la grava de 1.10 y en la arena, de 1.00. La absorción en la piedra lisa para enrocamiento fue de 1.59% y la densidad fue de 2.65 ton/m³

10.- Las obras tienen un costo aproximado de \$ 4'378,453.67 y su calendario de ejecución es de 6 meses.

VIII.2.- Recomendaciones.-

- 1.- Dada la abundante vegetación que tiene el bordo en general y al igual que un ancho mínimo de 30 m. aguas abajo de la cortina, se deberá eliminar toda materia vegetal existente.
- 2.- La remoción del bordo se hará hacia aguas abajo del sitio de la cortina y el enrocamiento actual se depositará aguas arriba. Ambos materiales deberán ser utilizados nuevamente en el cuerpo de la nueva cortina.
- 3.- El material impermeable faltante se tomará del vaso de la presa, en unas 2 ó 3 ha. con excavaciones máximas de 1.00 m. , previa remoción y retiro del vaso, del material de azolve (1 m. en promedio) que no es conveniente para formar parte del cuerpo de la cortina. La roca faltante se tomará de la descarga del "canal alto" , en sus límites con el vaso.
- 4.- El tendido del material impermeable para formar el cuerpo de la cortina, se hará en capas de 20 cm. debiendo humedecerse a la óptima Próctor (recomendándose agregar un 5% adicional de humedad) y compactarse con rodillo tipo "pata de cabra" y/o similar hasta lograr una compactación del 95% de la óptima Próctor.
- 5.- El material granular (grava-arena) para revestimiento de la corona de la presa, deberá mezclarse con un 35% de finos (no arcillosos) localizados a ambos lados de la carretera de acceso a la población de "San Martín", a 2.50 km. de la presa "la llave".
- 6.- La altura máxima del nuevo bordo será de 6.21 m., medidos a partir del terreno natural y sus taludes serán 1.50:1; el ancho de corona será de 4.50 m. con una plataforma en la estación 0+600 para libramiento en caso de encuentro de 2 vehículos.
- 7.- Para poder iniciar el tendido del material impermeable, se construirá una sección en cajón con un centro de claro en el eje del bordo de cuando menos 0.60 metros de profundidad. Esto es con el fin de lograr un mayor "amarre" entre el desplante y el cuerpo de la cortina.
- 8.- Los conductos de las obras de toma, serán de tuberías de PVC C-7 y el control de cierre y apertura será con válvulas de mariposa, incluyendo escalas de medición.
- 9.- El vertedor de proyecto, será de mampostería, dada la abundancia de este material tanto aguas abajo de la descarga del vertedor, como en la descarga del "Canal Alto". La elevación de la cresta vertedora será un metro arriba de la cresta actual, quedando en la elevación 1684.71. La unión entre los bordos y el nuevo vertedor en el km 1+201.41 y km 1+226.41; se definen en las especificaciones de obra.

10.- La construcción de esta obra deberá coordinarse con los usuarios para evitar al máximo el desperdicio del agua. Regularmente utilizan el agua en la temporada de siembra otoño-invierno; sin embargo, en este caso deberán considerar su uso en primavera-verano y permitir su construcción en el período Noviembre-Abril.

11.- Para evitar el deterioro y abandono que sucede con la actual presa de "La Llave", se ha indicado a los usuarios que se deben practicar labores de mantenimiento y conservación de manera regular, esto es cuando menos una vez al año.

12.- Para aprovechar al máximo el agua almacenada en la presa, el piso de las obras de toma se construirá apenas 0.20 m. arriba del nivel actual de azolves, pero con el umbral preparado para irlo subiendo a medida que así lo exijan los niveles futuros de azolves.

13.- El material producto de la excavación en el vaso de la presa, para la obtención de material impermeable, se depositara en un banco de desperdicio situado a 2.5 km. del área de trabajo; de igual forma el material producto de la demolición de los vertedores, obras de toma y así mismo el material producto del despalme y desenraice del área de construcción.

Anexos Geotecnia y Mecánica de Suelos

En este apartado se muestran los resultados de los estudios realizados al subsuelo por métodos directos así como definiciones de geotecnia básica en el presente trabajo. Con la recopilación de esta información será suficiente para así recomendar el tipo de material más adecuado para asegurar la estabilidad de la estructura proyectada.

El estudio geológico y el trabajo de campo se mencionó en la sección IV.1 y IV.2, por lo que nos enfocaremos a los conceptos de los pruebas de laboratorio.

Determinación de las Propiedades Índice.

Muestras Alteradas.- Son muestras cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción; se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponde, realizar pruebas índice y en ocasiones preparar especímenes compactados para someterlos a pruebas mecánicas.

Las pruebas índice que se realizaron a las muestras alteradas e inalteradas, son las que a continuación se mencionan:

∴ **Contenido Natural de Agua.-** El conocimiento del contenido de agua de una muestra de suelo representativa, es esencial para determinar los límites de consistencia y para evaluar las relaciones volumétrico-gravimétricas de un suelo, dicha propiedad se determinó a todas las muestras alteradas e inalteradas.

El contenido de agua, se define como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos contenidos en una muestra de suelo. Se expresa regularmente en porcentaje.

Límites de Consistencia.- La plasticidad, es una de las propiedades de las arcillas y en general de los suelos constituidos por partículas finas: Atterberg, hizo ver que la plasticidad no era una propiedad permanente de los suelos finos, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua; así, si el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada sin resistencia al esfuerzo cortante; al perder agua, va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continúa, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión considerables.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

Estado Líquido.
Estado Plástico.
Estado semisólido.

Estado sólido.

Arbitrariamente, Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, fijando los límites siguientes: Líquido, Plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el segundo entre el estado plástico y el semisólido; y el tercero separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les llama Límites de Consistencia.

Con la finalidad de clasificar a la porción fina de un suelo, se determinaron los límites líquido, plástico e índice de plasticidad.

Límite Líquido (LL).- se define como el contenido de agua de un suelo, expresado en porcentaje para el cual se cierra una ranura, de dimensiones normalizadas en una muestra moldeada, colocada en la copa de Casagrande, al someterla a 25 impactos.

Límite Plástico (LP).- Es por definición el contenido de agua a partir del cual el suelo se empieza a agrietar y a desmoronar cuando se remoldea manualmente en forma de rollito de 3 mm de diámetro.

Índice de Plasticidad (IP).- Se define como el intervalo de contenido de agua donde el suelo exhibe propiedades plásticas.

Peso Volumétrico Natural.- El peso por unidad de volumen o peso volumétrico, es una de las propiedades físicas más importantes del suelo, ya que es indispensable su determinación para los análisis de estabilidad realizados en la mecánica de suelos.

Su determinación en el laboratorio, consiste en obtener el peso de una muestra labrada, sensiblemente cúbica de dimensiones entre 1 y 3 cm de lado; posteriormente se sujeta con un hilo y se introduce dentro de un recipiente que contiene parafina y brea diluidas por calentamiento, una vez que la mezcla impregnada se ha enfriado, se determina el peso de la muestra con la parafina. Colgando la muestra con parafina del pescante de una balanza de tres brazos y sujetándola con el hilo, se pesa la muestra emparafinada suspendida dentro del vaso de precipitado lleno de agua de tal manera que ni las paredes ni el fondo del vaso de precipitado rocen la muestra.

Análisis Granulométrico Vía Húmeda (lavados).- Comúnmente se muestrean suelos constituidos por arenas finas en combinación con limos o arcillas y viceversa; el interés de conocer el porcentaje en el que se encuentran estos materiales, radica en determinar, qué material es el que predomina y así dar una clasificación más aproximada del material muestreado.

La determinación del porcentaje de arenas y finos, consiste en realizar un análisis granulométrico vía húmeda, lo cual se logra obteniendo el peso seco del material que queda retenido en la malla número 200, después de cribar con esta

mallla la muestra mezclada con agua; previo al tamizado se obtiene el peso seco del espécimen.

Densidad de Sólidos o Densidad Relativa.- La densidad de sólidos de una muestra de suelo es necesaria para evaluar las relaciones volumétrico - gravimétricas y se define como la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desaloja.

La evaluación de la densidad de sólidos de una muestra, reside en obtener el peso del matraz, teniendo alrededor de 100 cm³ de agua destilada.

La muestra previamente secada al horno temperatura constante de 110°, se vierte dentro del matraz y se vuelve a pesar.

Una vez obtenidos los pesos mencionados anteriormente, con el fin de expulsar el aire contenido en el material, se pone el matraz en "baño maría" durante 30 minutos aproximadamente; pasado este tiempo, se saca el matraz del "baño maría" y se deja enfriar; una vez que el agua adquiere la temperatura ambiente, se toma su temperatura, e inmediatamente se pesa el matraz.

Mediante la curva de calibración del matraz empleado, se obtiene el peso del matraz con agua destilada a la temperatura correspondiente al ensayo, y finalmente con los datos obtenidos se determina la densidad de sólidos.

Prueba de Absorción:- Se llama absorción a la cantidad de agua capaz de ser tomada por un material (arena o grava), después de estar sumergido en ella durante 24 Hrs. y se expresa como porcentaje del peso seco del material.

Peso Volumétrico Suelto :- Se usará invariablemente para la medición de peso a volumen.

Peso Volumétrico Varillado :- Este valor se usará para el conocimiento de volúmenes de materiales apilados y que están sujetos a acomodamientos o asentamientos provocados por el tránsito sobre ellos.

Prueba de Colorimetría :- La materia orgánica es una de las impurezas de la arena, por lo tanto se deberá conocer su contenido.

Para efectuar esta prueba, se necesita preparar una solución de sosa cáustica, botellas de vidrio de 250 ml y vidrio color normal. Se coloca la arena en la botella y se le agrega la solución, se agita durante 2 minutos y se deja reposar durante 24 horas. Transcurrido este tiempo, se compara por transparencia el color del líquido que se encuentra sobre la arena, con el vidrio color normal. Si el color del líquido que se encuentra arriba de la arena, es claro como el color del vidrio normal, indica que la arena no presenta contenido de materia orgánica; para el caso de la arena del banco de material "Janamuato", éste se encuentra limpia, por

lo tanto la arena podrá ser usada sin previo lavado para la elaboración de los concretos.

Determinación de las Propiedades Mecánicas.

Muestras Inalteradas.- Son muestras cuyo acomodo estructural está relativamente inalterado, ya que necesariamente se inducen cambios de esfuerzo por su extracción y éstos generan cambios volumétricos; estas muestras se utilizan en el laboratorio, para determinárseles sus propiedades índice, y realizar pruebas mecánicas, tales como las que se describen a continuación:

Ensayes de Compresión Triaxial.- La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo que presenta a la vez cohesión y fricción entre sus partículas, está dada por la ley de Coulumb:

$$S = \sigma \tan \phi + C$$

En la que intervienen los parámetros de resistencia "Cohesión", c , y "Angulo de fricción interna" ϕ . El conocimiento de estos parámetros es esencial para la resolución de los problemas de capacidad de carga, empujes de tierras y estabilidad de taludes, principalmente.

El valor de la cohesión y ángulo de fricción interna, se obtienen efectuando ensayes de compresión triaxial, que en nuestro caso se efectuaron pruebas no consolidadas-no drenadas, también llamadas rápidas o UU, en la que los especímenes son cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable, para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas. En las bases de la muestra se colocan piedras porosas comunicadas con una bureta exterior. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce esfuerzos sobre el espécimen, iguales en todas direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actúa, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Ensaye de Compresión Axial Inconfinada.- Dentro de las pruebas que se realizan para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, se tiene una variante de la prueba de compresión triaxial, denominada como prueba de compresión simple o de compresión axial inconfinada, en la que la presión atmosférica rodea al espécimen; de esta prueba se obtiene el valor de la

resistencia a la compresión simple del suelo (q_u), y con base a este se determina el valor de la cohesión del suelo ensayado.

El ensaye se realiza con una probeta cilíndrica del suelo, con una relación diámetro - altura que cumpla con:

$$2d < h < 3d$$

La prueba consiste en colocar la probeta en un marco de carga y aplicarle una presión axial por medio de un vástago, hasta que el espécimen presente fracturas o grietas, lo cual es indicio de la falla del espécimen.

Ensayo de consolidación Unidimensional.- Cuando un suelo saturado se somete a un incremento de carga, la acción de ésta se transmite, en un principio, al agua que llena los poros del material por ser el líquido incompresible comparado con la estructura que forman las partículas sólidas del suelo. Debido a la presión que de este modo se induce en el agua, ésta fluye hacia las fronteras en las cuales dicha presión se disipa, produciéndose variaciones en el volumen del material y transferencia de la carga a la estructura sólida. La velocidad con que se produce este fenómeno, conocido como consolidación, depende de la permeabilidad del suelo, al igual que a las condiciones de frontera (drenes).

La realización de la prueba de consolidación unidimensional permite obtener una curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos contra relación de vacíos y las curvas de consolidación, deformación - tiempo, para los incrementos de carga que se apliquen. Con la información citada se puede estimar la magnitud de los asentamientos y el tiempo para que ocurran.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en aplicar una secuencia establecida de cargas verticales a un espécimen delgado confinado en un anillo flotante rígido, y medir la deformación progresiva que sufre. En cada una de las etapas de incremento de carga, el espécimen experimenta una primera fase de compresión que se atribuye al proceso de expulsión de agua y aire, y se conoce como consolidación primaria; ocurre también una compresión dentro el suelo, conocida como consolidación secundaria, la que se hace más evidente cuando la consolidación primaria ha concluido.

El proceso convencional para cargar axialmente al espécimen consiste en aplicar durante 24 horas un cierto incremento de carga, que al día siguiente se duplica y así sucesivamente. Generalmente se aplican 0.125, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 y 8.0 kg/cm² y para cada incremento se toman lecturas en el micrómetro en intervalos de tiempo adecuados. Una vez que se ha tomado la última lectura correspondiente al último incremento de carga, se procede a descargar la muestra en forma progresiva.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Prueba de Permeabilidad.

Se realizó la prueba de permeabilidad en campo utilizando la Prueba Matsuo. La prueba consiste en un sistema de control de niveles con buena aproximación y un medidor de gasto.

El procedimiento consiste en excavar una zanja rectangular en el manto donde se desea efectuar la medición de ancho B, profundidad H y con una longitud inicial aproximada de 2B, posteriormente llenar con agua y hacer que el nivel permanezca constante. El gasto necesario se anota (Q_1). Posteriormente se excava una longitud adicional, con la misma sección y repetir el procedimiento midiendo el gasto (Q_2). La diferencia entre los dos gastos obtenidos será el gasto que pasa por la zona excavada; $Q = (Q_1 - Q_2)$.

El coeficiente de permeabilidad se estima empleando la siguiente fórmula:

$$K = \frac{(Q_2 - Q_1)}{L_a (B + 2H)}$$

Donde :

K = coeficiente de permeabilidad, en cm/seg.

Q_1 y Q_2 = gastos medios, en cm^3/seg .

H = tirante de agua, en cm.

B = ancho de la sección, en cm.

L_a = longitud adicional excavada, en cm.

Estabilidad de Taludes.

La estabilidad del talud del bordo no plantea generalmente problemas serios puesto que los terraplenes son de poca altura. Sin embargo fue necesario realizar un análisis de estabilidad de taludes para determinar la pendiente que estos puedan tener, para lo cual se analizaron taludes para diferentes radios de círculo de falla y diferentes inclinaciones con el auxilio de un programa de computadora que contempla el criterio de Fellenius, el cual para su análisis considera una cuadrícula de dimensiones establecidas por el usuario, en cada punto de intersección de la cuadrícula, el programa determina el factor de seguridad mínimo calculado para ese punto, y finalmente obtiene el factor de seguridad mínimo de todos los obtenidos en cada punto.

Fundamentos Teóricos del Análisis de Estabilidad de Taludes.

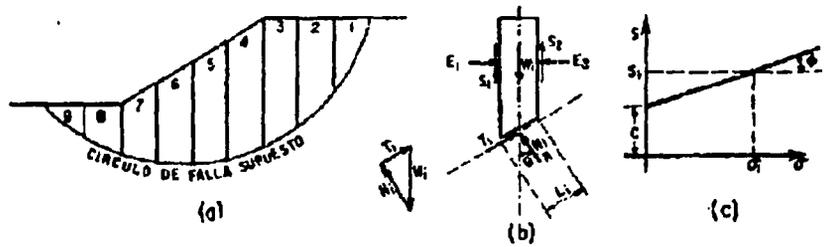
Los métodos de análisis límite disponible para calcular la posibilidad de que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional en el cuerpo de un talud, al igual que prácticamente todos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes, siguen tres pasos fundamentales:

- 1.- Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de la falla que se producirá. Ello incluye tanto la forma de la superficie de la falla como una descripción cinemática completa de los movimientos que se producirán sobre ella y un análisis detallado de las fuerzas motoras.
- 2.- Se adopta una ley de resistencia para el suelo. Con base en tal ley se podrán analizar las fuerzas resistentes disponibles.
- 3.- Se establece algún procedimiento matemático de "confrontación", para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción de las fuerzas motoras, venciendo el efecto de las fuerzas resistentes.

En la siguiente sección se describirá el procedimiento matemático en cuestión, que es el método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se exprese en términos de la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, así como la presión de poro.

El método de cálculo que se describirá es el método de las dovelas, sugerido por Fellenius y ampliamente empleado en análisis prácticos en el caso estático.

La descripción se hará con base en la figura siguiente.



En primer lugar se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las que se muestran en la figura. En la parte (b) de la misma figura aparece el conjunto de fuerzas que actúan en una dovela, cuando la masa deslizante está situada sobre el nivel treático y no se toman en cuenta fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela, al igual que en todo el conjunto de la masa deslizante, deben estar en equilibrio. Sin embargo, las fuerzas E y S, actuantes en los lados de las dovelas, dependen de las características esfuerzo-deformación del material y no se pueden evaluar rigurosamente; para poder manejarlas es preciso hacer una hipótesis razonable sobre su valor.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La hipótesis más simple a éste respecto es que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y que, por lo tanto, esas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis; de hecho ésta fue la hipótesis de Fellenius en el procedimiento de cálculo original que presentó, que equivale a considerar que cada dovela actúa independiente de las demás y que las componentes N_i y T_i equilibran al peso W_i de la dovela i -ésima (ver figura).

Para cada dovela se puede calcular el cociente

$$\frac{N_i}{L_i}$$

El cual se considera una buena aproximación al valor de s_i , que es el esfuerzo total medio actuante en la base de la dovela. Con éste valor de s_i puede entrarse a la ley de resistencia, al esfuerzo cortante que se haya encontrado para el material (por lo general en éste caso, una ley ligada a los esfuerzos totales) y determinar en ella el valor de s_i , resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco L_i .

Ahora se puede calcular un momento motor en torno al punto 0, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas; éste momento será:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela N_i , no da momento respecto a 0 por ser la superficie circular y pasar por 0 su línea de acción. Si hubiere sobrecargas en la corona del talud, su efecto se incluiría en la suma de la ecuación. Nótese también que la suma en la ecuación anterior, es algebraica, pues para las dovelas situadas más allá de la vertical que pasa por 0, la componente del peso actúa en forma contraria, tendiendo a desequilibrar la masa.

El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante s_i que se desarrolla en la base de las dovelas. Así pues que

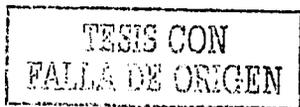
$$M_r = R \sum s_i L_i$$

Es una suma aritmética, pues la resistencia siempre actúa en el mismo sentido.

Calculados M_m y M_r se podrá definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum s_i L_i}{|T_i|}$$

El método de cálculo desemboca naturalmente, otra vez, en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo.





PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Calle Adolfo Duclós Salinas N° 47
México, 09510, D.F.
Tels.: 733-27-66 • 738-41-62 • FAX: 733-55-21
E-mail: pepsuelo@mail.internet.com.mx

Pág. 17

Índice de Figuras.

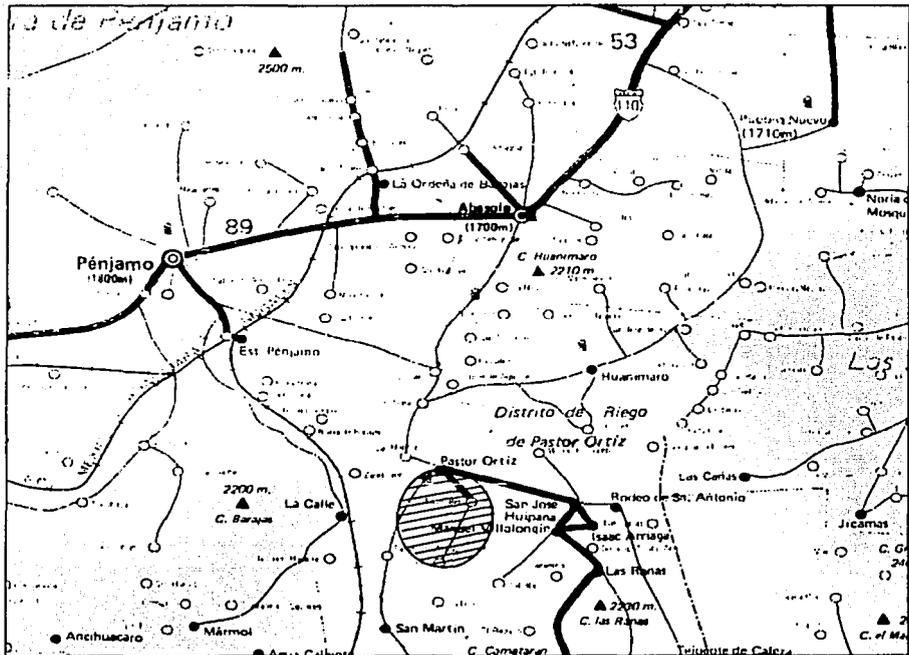
- 1.- Croquis de localización.
- 2.- Croquis de localización de Pozos a Cielo Abierto.
- 3.- Perfil estratigráfico del Pozo a Cielo Abierto No. 1, PCA-1.
- 4.- Perfil estratigráfico del Pozo a Cielo Abierto No. 2, PCA-2.
- 5.- Perfil estratigráfico del Sondeo con Tubo Shelby, PCA-2'.
- 6.- Perfil estratigráfico del Pozo a Cielo Abierto No. 3, PCA-3.
- 7.- Resumen de propiedades índice.
- 8 a 15.- Resultado de las pruebas de Límites de consistencia o de Atterberg.
- 16 a 21.- Resultado de pruebas a compresión simple.
- 22 a 30.- Resultado de pruebas a ensaye de compresión triaxial rápida.
- 31 y 32.- Curvas de compresibilidad de la prueba de consolidación unidimensional.
- 33.- Resultados de calas para la determinación del porcentaje de compactación del bordo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Av. de Lucio Salinas No. 47, Doi Amol, Sta. Martha Acosta, Mexico D.F.
Tel: 7136-4180 Fax: 7132-68-21



CROQUIS DE LOCALIZACION

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Adolfo Duclos Salinas No.47, Ampl. Sta. Martha Acatitla, México, D.F.
Tel.: 738-41-62, Fax:733-55-21.

CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS

125

BORDO DE LA PRESA

VASO DE ALMACENAMIENTO

PRESA "LA LLAVE".

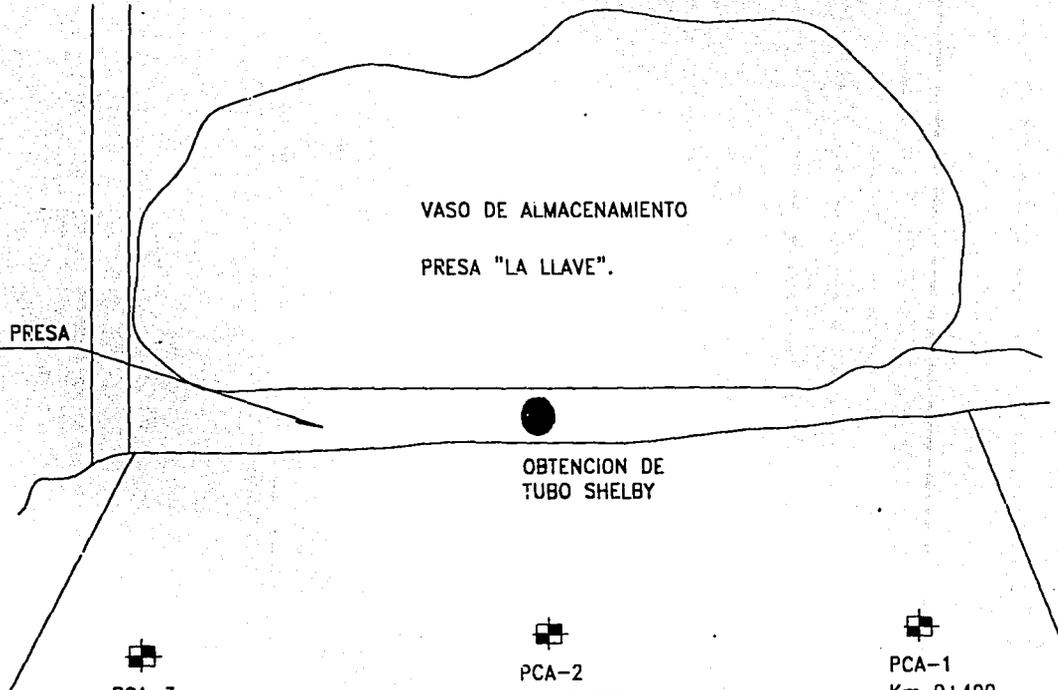
OBTENCION DE
TUBO SHELBY

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PCA-3
Km 1+180

PCA-2
Km 0+800

PCA-1
Km 0+400



PROF. PERFIL	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CONTENIDO DE AGUA %						C.L. %	PVH t/m ³	PVS t/m ³	Ss	F %	A %	G %	qu t/m ²	C t/m ²	φ
		Natural															
		SUCS	20	40	60	80	100										
0.50	ARCILLA NEGRA CON PRESENCIA DE RAICES.	CH															
1.00	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS OSCURO, CON PRESENCIA DE RAICES.	CH															
2.00																	
3.00	FIN DE SONDEO.	CH															
• RESULTADO DE MUESTRA SATURADA																	

N.A.F. = NO HAY

SONDEO No: 1 TIPO: PCA
 PROF.: 3.00 m.
 Km Q+400

PROYECTO: PRESA "LA LLAVE"
 LUGAR: EJIDO SAN MARTIN MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACAN.

S I M B O L O G I A

- F% = Porcentaje de finos.
- A% = Porcentaje de Arena.
- G% = Porcentaje de Grava.
- qu = Compresion simple.
- Ss = Densidad de solidos.
- PVH = Peso volumetrico humedo.
- PVS = Peso volumetrico seco.
- C.L. = Contraccion lineal.
- L.L. = Limite plastico.
- L.P. = Limite liquido.
- C = Cohesion.
- φ = Angulo de friccion internc.

	Relleno		Grava
	Materia Organica		Arcilla
	Arena		Limo

$$e = \frac{D - PVS}{PVS}$$

$$G = \frac{DW}{e}$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$



PROF. PERFIL	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CONTENIDO DE AGUA %						C.L. %	PVH t/m ³	PVS t/m ³	Ss	F %	A %	G %	qu t/m ²	C t/m ²	φ
		SUCS	20	40	60	80	100										
1.0	ARCILLA NEGRA CON PRESENCIA DE RAICES.	CH															
2.0	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS OSCURO, CON PRESENCIA DE RAICES.	CH		o				24.6	1.316	0.947	2.33	96	4	0	-	-	-
3.0	FIN DE SONDEO.	CH															

N.A.F. = NO HAY

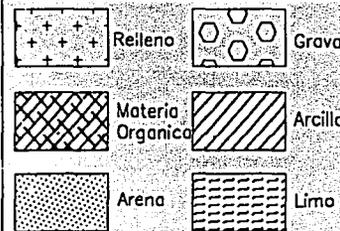
SONDEO No: 2 TIPO: PCA
 PROF.: 3.00 m.
 Km 0+800

PROYECTO: PRESA "LA LLAVE"

LUGAR: EJIDO SAN MARTIN MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACÁN.

S I M B O L O G I A

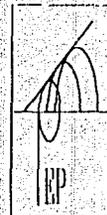
F% = Porcentaje de finos.
 A% = Porcentaje de Arena.
 G% = Porcentaje de Grava.
 qu = Compresion simple.
 Ss = Densidad de solidos.
 PVH = Peso volumetrico humedo.
 PVS = Peso volumetrico seco.
 C.L. = Contraccion lineal.
 L.L. = Limite plastico.
 L.P. = Limite liquido.
 C = Cohesion.
 φ = Angulo de friccion interna.



$$e = \frac{D - PVS}{PVS}$$

$$G = \frac{DW}{e}$$

$$n = \frac{e}{1+e}$$



PROF.	PERFIL	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CONTENIDO DE AGUA %						C.L. %	PVH l/m ³	PVS l/m ³	Ss	F %	A %	C %	qu l/m ²	C l/m ³	φ
			SUCS	20	40	60	80	100										
1.0		ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS OSCURO.	CH															
2.0			CH						22.2	1.526	1.147	2.38	98	2	0	29.02	7.0	24
2.40		FIN DE SONDEO.	CH						23.7	1.469	1.094	2.35	99	1	0	15.75	3.0	20

N.A.F. = NO HAY

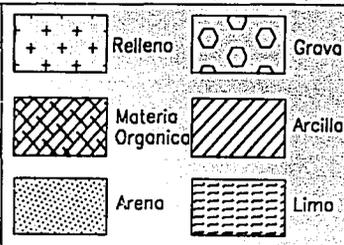
SONDEO No: 2' TIPO: PCA
 PROF.: 2.40 m.
 5m 0+800. SOBRE LA CORONA

PROYECTO: PRESA "LA LLAVE"

LUGAR: EJIDO SAN MARTIN MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACÁN.

S I M B O L O G I A

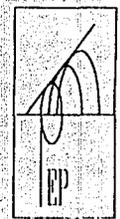
- F% = Porcentaje de finos.
- A% = Porcentaje de Arena.
- G% = Porcentaje de Grava.
- qu = Compresion simple.
- Ss = Densidad de solidos.
- PVH = Peso volumetrico humedo.
- PVS = Peso volumetrico seco.
- C.L. = Contraccion lineal.
- L.L. = Limite plastico.
- L.P. = Limite liquido.
- C = Cohesion.
- φ = Angulo de friccion interna.



$$e = \frac{D - PVS}{PVS}$$

$$G = \frac{DW}{e}$$

$$n = \frac{e}{1+e}$$



CONTENIDO DE AGUA %

Natural o LP x — △ LL

DESCRIPCION DEL MATERIAL

PROF. PERFIL

SUCS 15 30 45 60 75 90

C.L. PVH PVS Ss F A G qu C φ
% t/m³ t/m³ % % % t/m² t/m²

129	0.40	ARCILLA NEGRA CON PRESENCIA DE RAICES.	CH	x	o	△	21.5	1.604	1.196	2.41	97	3	0	8.65	2.6	22
	1.0	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS OSCURO, CON PRESENCIA DE RAICES.														
	1.90	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS CLARO.	CH	x	o	△	21.0	1.528	1.139	2.38	88	12	0	13.35	4.0	23
	2.0															
3.0	FIN DE SONDEO.															
							MUESTRA SATURADA									

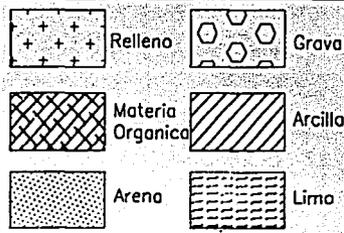
N.A.F. = NO HAY

SONDEO No: 3 TIPO: PCA
 PROF.: 3.00 m.
 Km 1+180

PROYECTO: PRESA "LA LLAVE"
 LUGAR: EJIDO SAN MARTIN MUNICIPIO DE PURLANDIRO, MICHOACÁN.

SIMBOLOGIA

- F% = Porcentaje de finos.
- A% = Porcentaje de Arena.
- G% = Porcentaje de Grava.
- qu = Compresion simple.
- Ss = Densidad de solidos.
- PVH = Peso volumetrico humedo.
- PVS = Peso volumetrico seco.
- C.L. = Contraccion lineal.
- L.L. = Limite plastico.
- L.P. = Limite liquido.
- C = Cohesion.
- φ = Angulo de friccion interna.

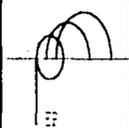


$$e = \frac{D - PVS}{PVS}$$

$$G = \frac{DW}{e}$$

$$n = \frac{e}{1+e}$$



	LIMITES DE PLASTICIDAD
---	------------------------

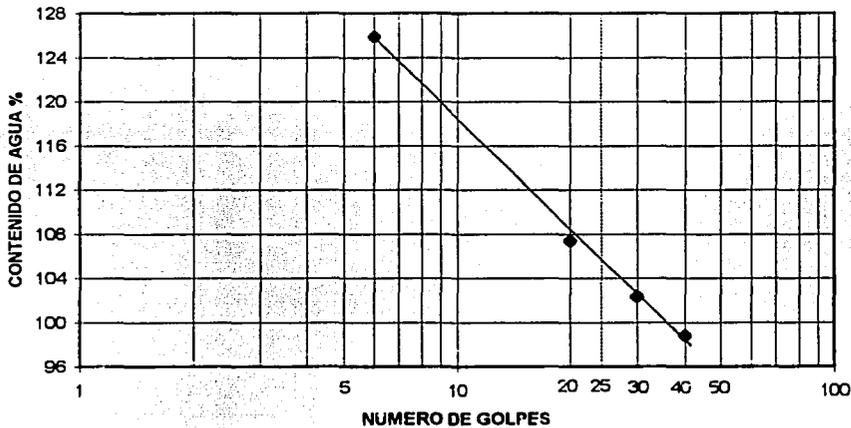
OBRA: PRESA "LA LLAVE"	LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO
SONDEO No: PCA-1, M-1	DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.
FECHA: Diciembre de 1999	PROFUNDIDAD: 0.50-3.00 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
270	36.04	22.67	8.37	19.20	8.47	98.82	40
101	42.74	27.79	11.95	19.11	11.68	102.31	30
17	32.97	23	10.74	12.23	10.00	107.40	20
63	27.90	17.05	10.85	8.43	8.62	125.87	6

LIMITE PLASTICO

192	14.25	13.51	0.74	8.27	5.24	14.12
245	25.04	24.37	0.67	19.46	4.91	13.65

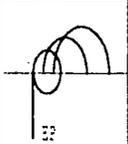


$$\begin{aligned}
 W &= 33.9 \% \\
 L.L. &= 105.00 \% \\
 L.P. &= 13.68 \% \\
 I.P. &= 91.12 \% \\
 Cr &= 0.78
 \end{aligned}$$

S.U.C.S. CH

OBSERVACIONES _____

13)

	<h2>LIMITES DE PLASTICIDAD</h2>
--	---------------------------------

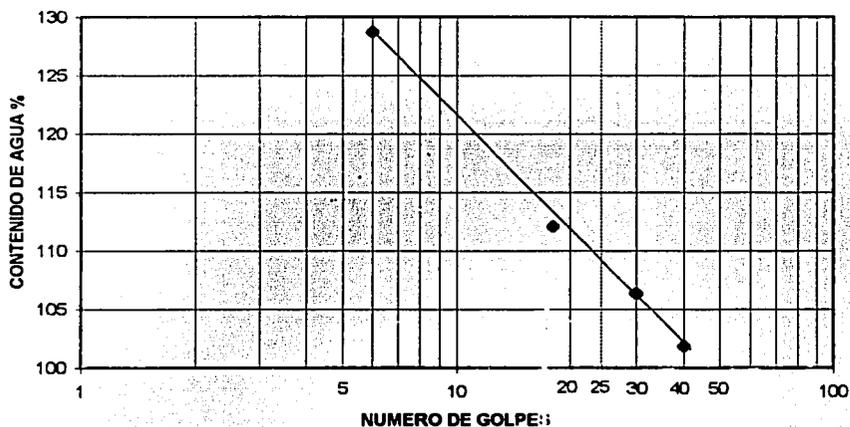
OBRA: PRESA "LA LLAVE"	LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDRIO, EDO. DE MICHOACÁN.
SONDEO No: PCA-2, M-2	PROFUNDIDAD: 1.85-2.40 m.
FECHA: Diciembre de 1999	

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	númer de golpes
66	29.83	20.16	8.67	11.65	8.51	101.88	40
305	34.27	26.23	8.04	18.67	7.56	106.35	30
30	23.81	15.91	7.90	8.86	7.05	112.06	18
129	29.82	19.47	10.35	11.43	8.04	128.73	6

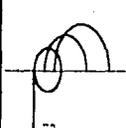
LIMITE PLASTICO

W	LL	LP	IP	Cr
18	17.09	15.00	2.09	6.85
35	18.64	16.91	1.73	11.71



W =	38.9	%
LL =	109.00	%
LP =	33.60	%
IP =	75.40	%
Cr =	0.93	

S.U.C.S. CH OBSERVACIONES _____



LIMITE DE PLASTICIDAD

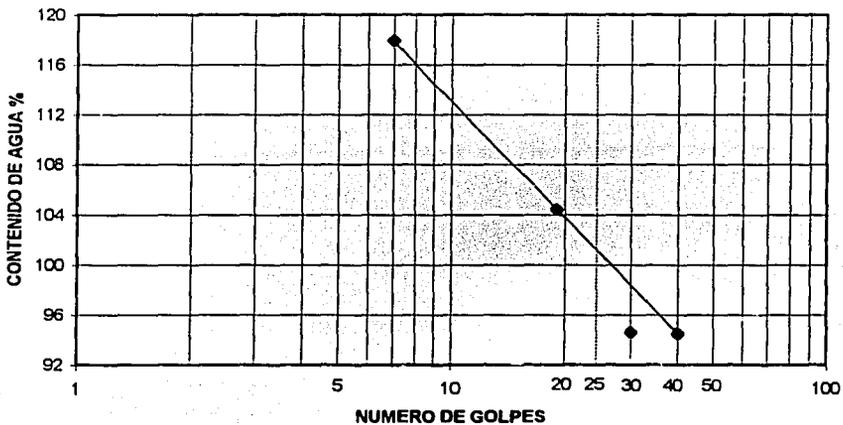
OBRA: <u>PRESA "LA LLAVE"</u>	LOCALIZACION: <u>EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO</u>
SONDEO N°: <u>TUBO SHELBY, M-1</u>	DE <u>PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.</u>
FECHA: <u>Diciembre de 1999</u>	PROFUNDIDAD: <u>1.20-1.85 m.</u>

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
184	30.33	21.27	9.06	11.68	9.59	94.47	
115	24.08	17.41	6.67	10.36	7.05	94.61	
202	37.97	28.31	9.66	19.06	9.25	104.43	
62	28.35	17.59	10.77	8.45	9.13	117.96	7

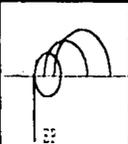
LIMITE PLASTICO

0.86	19.94	17.96	1.98	12.93	5.03	39.36
14	14.55	13.00	1.55	8.31	4.69	33.05



W=	33	%
L.L.=	102.00	%
L.P.=	36.20	%
I.P.=	65.80	%
Cr=	1.05	

S.U.C.S. CH OBSERVACIONES _____

	<h2>LIMITES DE PLASTICIDAD</h2>
--	---------------------------------

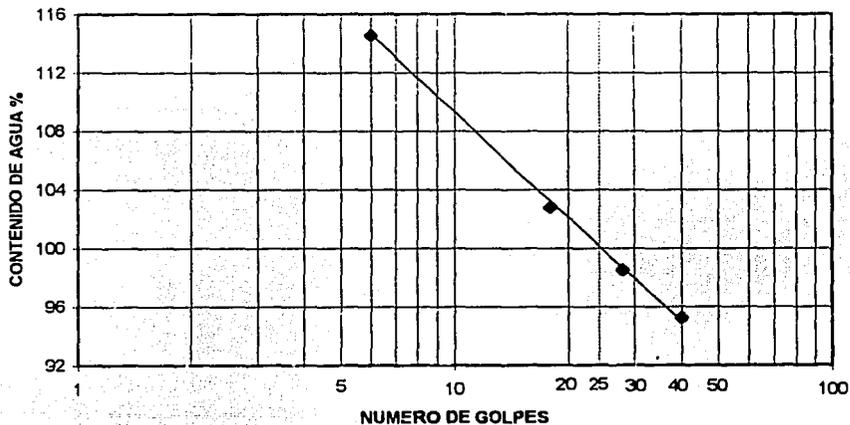
OBRA: PRESA "LA LLAVE"	LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO
SONDEO No: TUBO SHELBY, M-2	DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.
FECHA: Diciembre de 1999	PROFUNDIDAD: 1.85-2.40 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
139	39.80	20.82	8.98	39	9.43	95.23	40
225	40.30	29.61	10.69	75	10.85	98.53	28
222	40.25	29.56	10.69	115	10.40	102.79	18
82	24.29	17.12	7.17	10.66	6.26	114.54	6

LIMITE PLASTICO

120	18.77	16.82	1.95	11.44	5.38	36.25
83	16.05	14.05	2.00	8.40	5.65	35.40

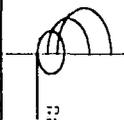


W = 34.3 %
 L.L. = 100.00 %
 L.P. = 35.82 %
 I.P. = 64.18 %
 Cr = 1.02

S.U.C.S. CH OBSERVACIONES _____

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

134

		<h2 style="margin: 0;">LIMITE DE PLASTICIDAD</h2>
--	--	---

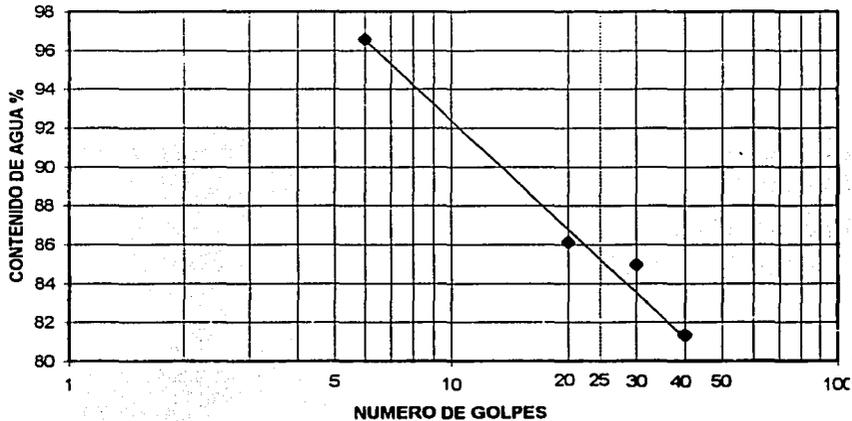
OBRA: PRESA "LA LLAVE"	LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO
SONDEO Nc: PCA-3, M-1	DE: PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.
FECHA: Diciembre de 1999	PROFUNDIDAD: 0.40-1.90 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
185	-	31.88	11.03	18.32	13.56	81.34	40
184	3	31.43	10.85	18.66	12.77	84.96	30
186	-	29.65	9.37	18.77	10.88	86.12	20
192	22	29.93	10.99	18.55	11.38	96.57	6

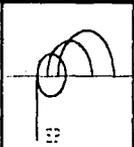
LIMITE PLASTICO

184	12.60	12.02	0.58	7.22	4.80	12.08
122	18.20	17.48	0.72	11.28	6.20	11.61



W = 34.1 %
 L.L. = 85.40 %
 L.P. = 11.84 %
 I.P. = 73.56 %
 Cr = 0.70

S.U.C.S. CH OBSERVACIONES _____



LIMITES DE PLASTICIDAD

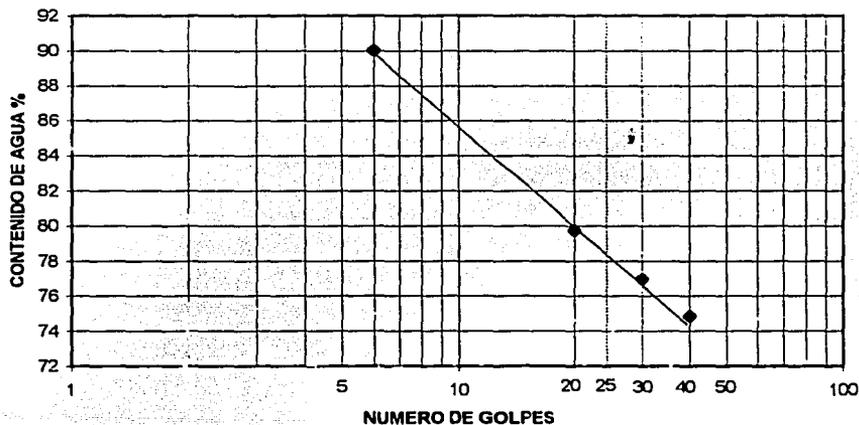
OBRA: PRESA "LA LLAVE" LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO
 SONDEO No: PCA-3, M-2 DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.
 FECHA: Diciembre de 1999 PROFUNDIDAD: 1.90-3.00 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
208	37.61	30.02	7.59	19.88	10.14	74.85	40
273	39.69	30.73	8.96	19.09	11.64	76.98	30
52	41.70	31.63	10.07	19.00	12.63	79.73	20
240	41.65	30.72	10.93	18.58	12.14	90.03	6

LIMITE PLASTICO

33	18.05	14.90	3.15	7.94	6.96	45.26
23	17.72	15.56	2.16	10.75	4.81	44.91

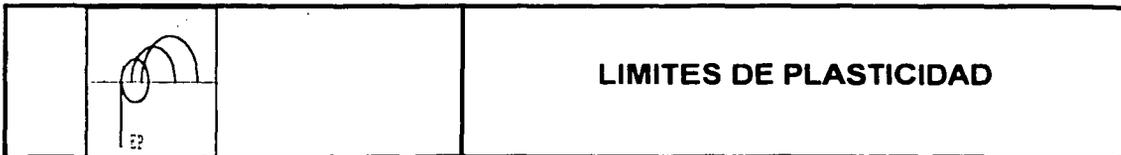


W= 34.2 %
 L.L.= 78.00 %
 L.P.= 45.08 %
 I.P.= 32.92 %
 Cr= 1.33

S.U.C.S. CH

OBSERVACIONES

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



LIMITES DE PLASTICIDAD

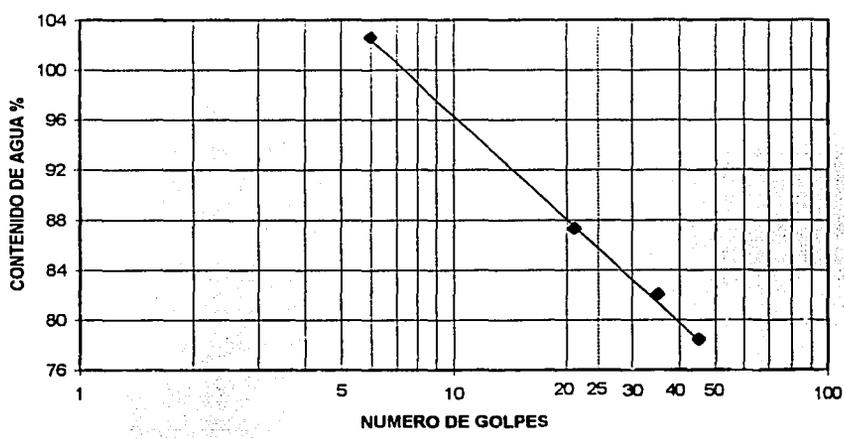
OBRA: PRESA "LA LLAVE" **LOCALIZACION:** EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO
SONDEO N°: BANCO DE ARCILLA, M-1 **DE:** PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.
FECHA: Diciembre de 1999 **PROFUNDIDAD:**

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
180	48.30	33.85	14.45	15.43	18.42	78.45	
237	55.15	38.49	16.66	18.19	20.30	82.07	
251	38.48	29.20	9.28	18.57	10.63	87.30	
306	34.02	26.12	7.90	18.42	7.70	102.60	6

LIMITE PLASTICO

188	15.46	13.23	2.23	8.32	4.91	45.42
84	26.13	23.76	2.37	18.64	5.12	46.29



W= 37 %
L.L.= 86.00 %
L.P.= 45.85 %
I.P.= 40.15 %
C_r= 1.22

S.U.C.S. CH OBSERVACIONES _____

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

LIMITES DE PLASTICIDAD

OBRA: PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO

SONDEO No: BANCO DE ARCILLA, M-2

DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.

FECHA: Diciembre de 1999

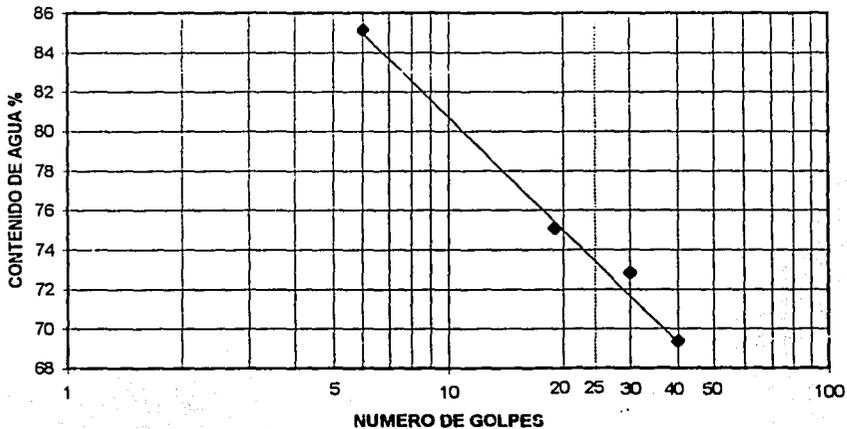
PROFUNDIDAD:

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
78	28.71	21.76	6.95	11.74	10.02	69.36	40
312	35.62	28.68	6.94	9.15	9.53	72.82	30
2	40.72	31.35	9.37	18.87	12.48	75.08	19
267	39.24	29.79	9.45	18.69	11.10	85.14	6

LIMITE PLASTICO

4	15.05	13.67	1.38	8.73	4.94	27.94
28	17.00	15.83	1.17	11.33	4.50	26.00



W = 34.7 %
 L.L. = 73.60 %
 L.P. = 26.96 %
 I.P. = 46.64 %
 Cr = 0.83

S.U.C.S. CH

OBSERVACIONES

108
 TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclos Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acapulco,
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

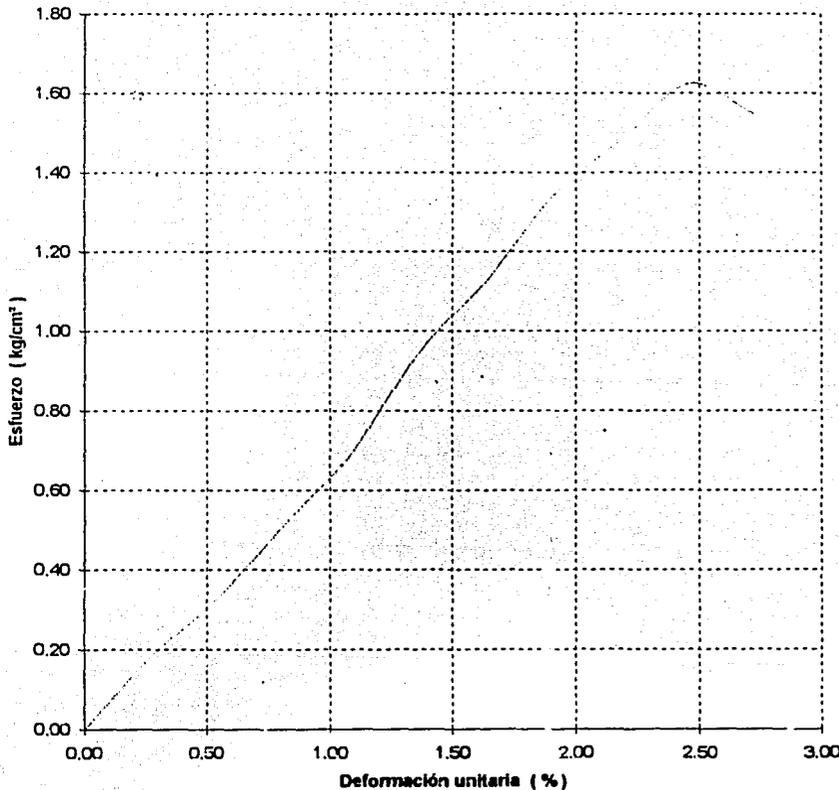
OBRA : PRESA "LA LLAVE".
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACAN.
SONDEO : PCA-1, M-1 Km 0+400
PROFUNDIDAD : 0.50-3.00

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	q _u kg/cm ²
34	2.26	1.115	69	1432	1068	1.623

DESCRIPCION
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, COLOR GRIS OSCURA.

W %	Contenido de agua
S _s	Densidad de sólidos
e	Relacion de vacios
G _w	Grado de saturación
γ _h	Peso volumétrico húmedo
γ _s	Peso volumétrico seco
q _u	Resistencia a compresión

CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CH	97	3	0



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



OBSERVACIONES
MATERIAL MODIFICADO CON SU PESO VOLUMÉTRICO SECO MÁXIMO.



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Ductos Salinas No. 47.
 Col. Amp. Sta. Martha Acetitla.
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

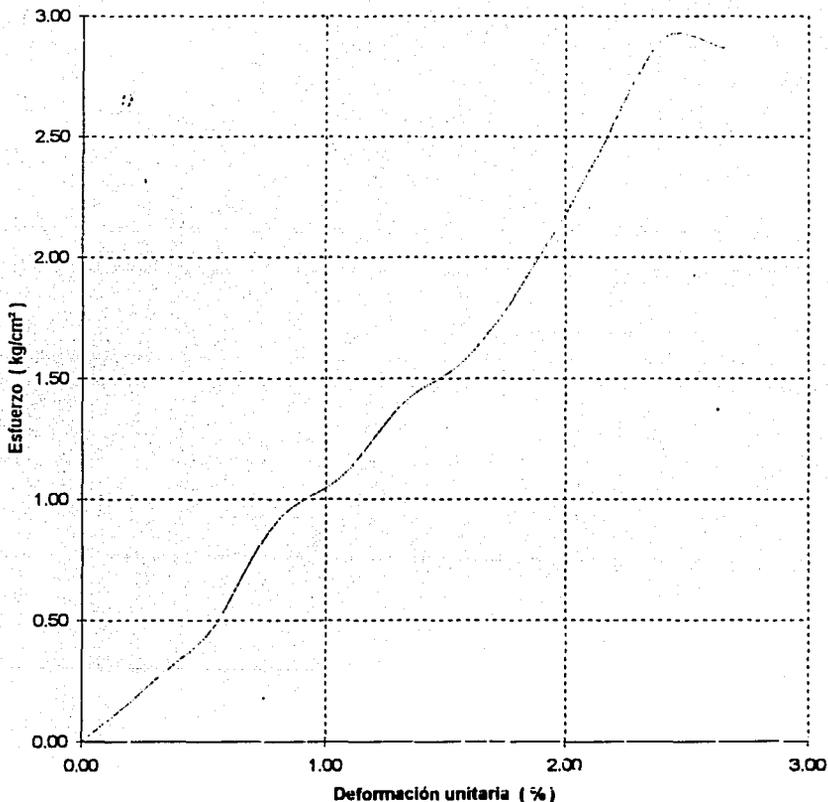
OBRA : PRESA "LA LLAVE".
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACAN.
SONDEO : SONDEO Km 0+800, M-1
PROFUNDIDAD : 1.20-1.85

W %	S _p	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	q _u kg/cm ²
29.1	2.38	1.130	61	1442	1117	2.902

DESCRIPCION
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, COLOR GRIS OSCURA.

W %	Contenido de agua
S _p	Densidad de sólidos
e	Relación de vacíos
G _w	Grado de saturación
γ _h	Peso volumétrico húmedo
γ _s	Peso volumétrico seco
q _u	Resistencia a la compresión

CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CH	98	2	0



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



OBSERVACIONES
MUESTRA DE TUBO SHELBY
1/0

ENSAYO DE COMPRESION AXIAL INCONFINADA Fig.



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclós Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acatlán.
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

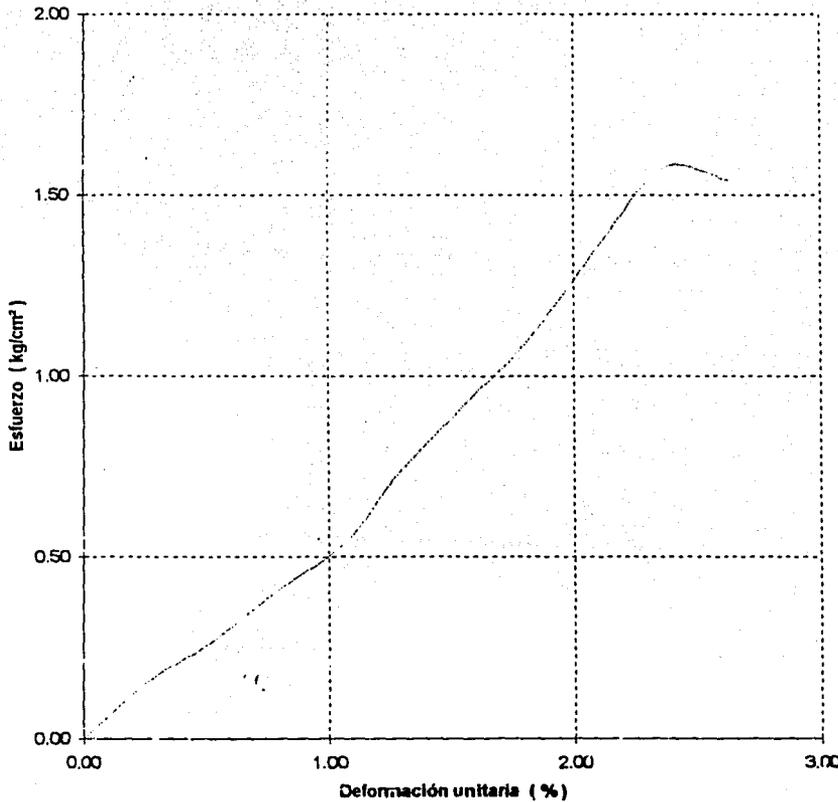
OBRA : PRESA "LA LLAVE".
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACAN.
SONDEO : SONDEO Km 0+800, M-2
PROFUNDIDAD : 1.85-2.40 m.

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	q _u kg/cm ²
36.2	2.35	1.035	82	1573	1155	1.575

DESCRIPCION
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, COLOR GRIS OSCURA.

W %	Contenido de agua
S _s	Densidad de sólidos
e	Relación de vacíos
G _w	Grado de saturación
γ _h	Peso volumétrico húmedo
γ _s	Peso volumétrico seco
q _u	Resistencia a la compresión

CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CH	99	1	0



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

OBSERVACIONES
MUESTRA DE TUBO SHELBY 141



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclós Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acatitla,
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

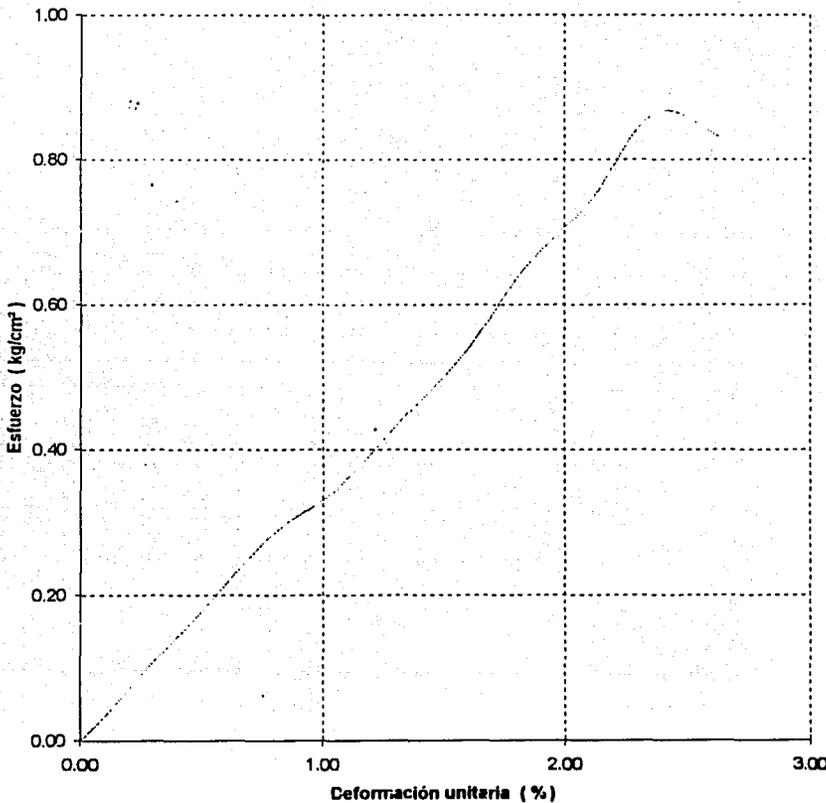
OBRA : PRESA "LA LLAVE".
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACAN.
SONDEO : PCA-3, M-1, Km 1+180
PROFUNDIDAD : 0.40-1.90

W %	S _r	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	q _u kg/cm ²
34.8	2.41	0.931	90	1682	1248	0.865

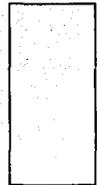
DESCRIPCION
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, COLOR GRIS OSCURA.

W %	Contenido de agua
S _r	Densidad de sólidos
e	Relación de vacíos
G _w	Grado de saturación
γ _h	Peso volumétrico húmedo
γ _s	Peso volumétrico seco
q _u	Resistencia a la compresión

CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CH	97	3	0



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

OBSERVACIONES
142



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
Adolfo Duclós Salinas No. 47.
Col. Amp. Sta. Martha Acatlán.
Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

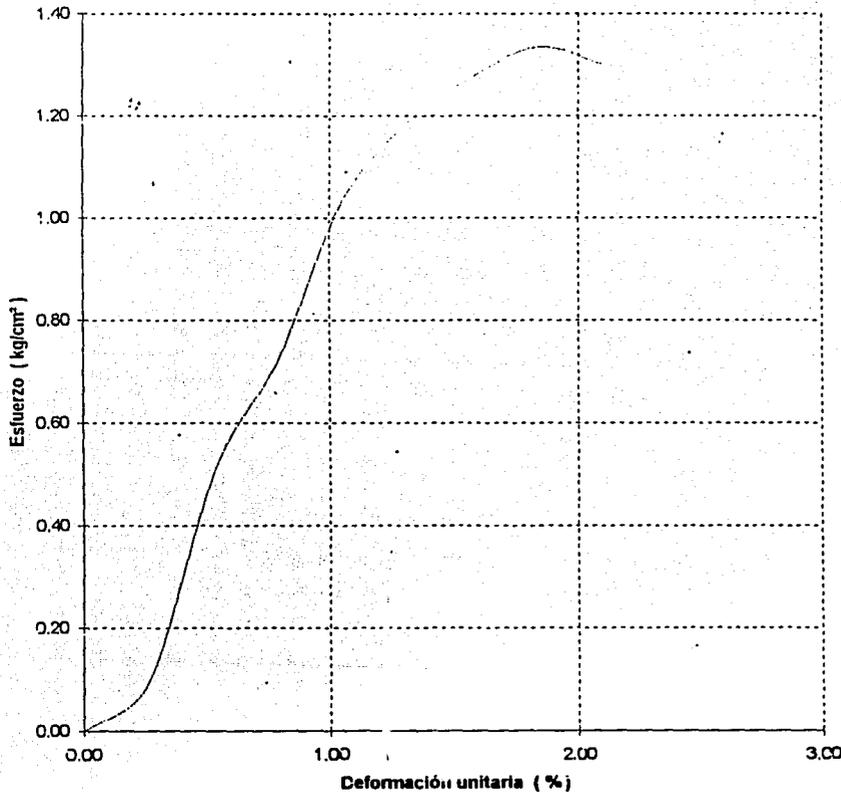
O B R A : PRESA "LA LLAVE".
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE
PURUANDIRO, MICHOACAN.
SONDEO : PCA-3, M-2, Km 1+180
PROFUNDIDAD : 1.40-3.00

W %	S _r	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	q _u kg/cm ²
34	2.38	1.211	67	1443	1077	1.335

DESCRIPCION
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD,
COLOR GRIS CLARO.

W %	Contenido de agua
S _r	Densidad de sólidos
e	Relación de vacíos
G _w	Grado de saturación
γ _h	Peso volumétrico húmedo
γ _s	Peso volumétrico seco
q _u	Resistencia a la compresión

CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CH	88	12	0



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

OBSERVACIONES

143



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclós Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acatitla.
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

O B R A : PRESA "LA LLAVE".
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUANDIRO, MICHOACAS.
SONDEO : CALAS COMP.
PROFUNDIDAD : VARIABLE

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg m ⁻³	γ _s kg m ⁻³	q _u kg/cm ²
29.1	2.33	1.505	45	1201	930	0.373

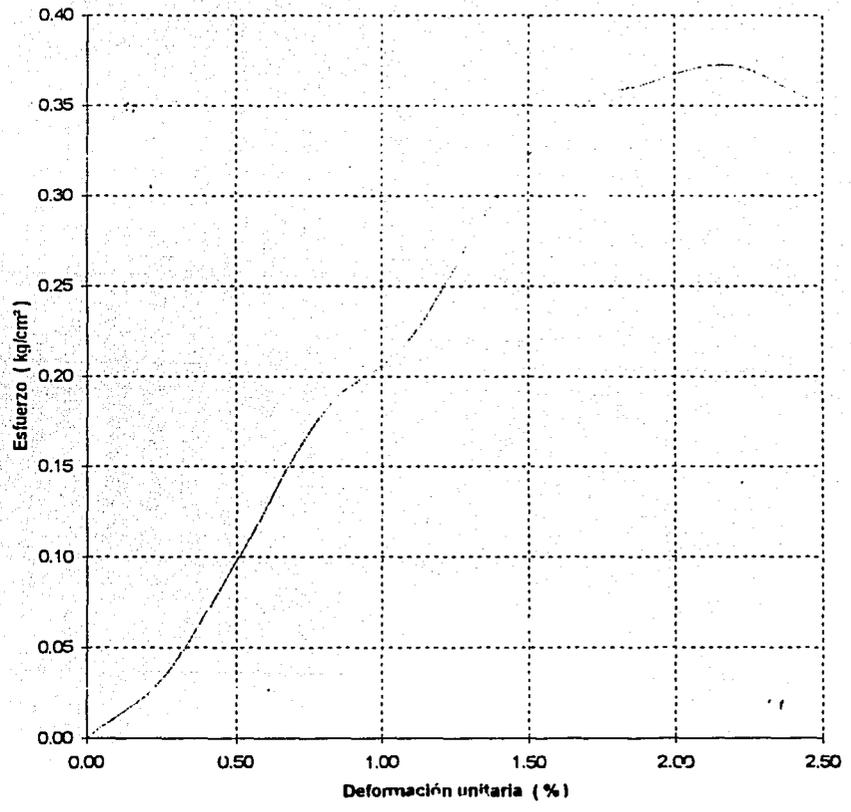
DESCRIPCION
 ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD,
 COLOR GRIS OSCURA.

W % Contenido de agua
 S_s Densidad de sólidos
 e Relación de vacíos
 G_w Grado de saturación
 γ_h Peso volumétrico húmedo
 γ_s Peso volumétrico seco
 q_u Resistencia a la compresión

CLASIFICACION

SUCS	%F	%A	%G
CH	-	-	-

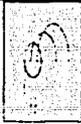
ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



OBSERVACIONES

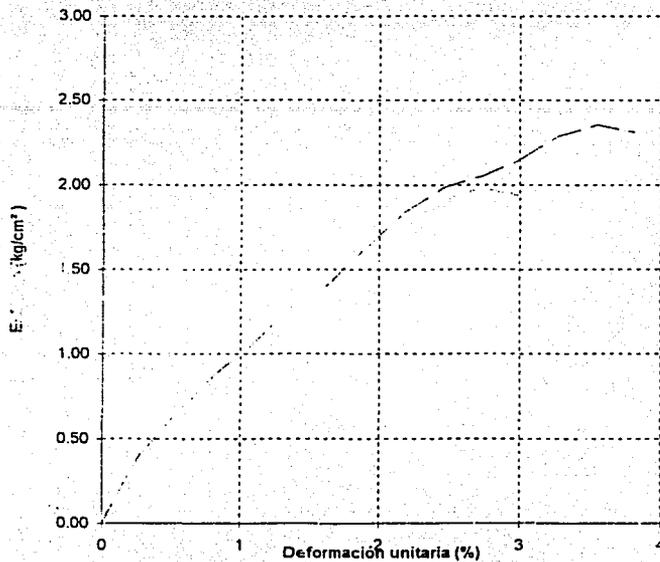
COMPACTACIONES
 MODIFICADAS AL 70 % DE
 SU PESO VOLUMETRICO
 SECO MÁXIMO.

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclos Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acapulca,
 Tel: 733-41-62; Fax: 733-55-21

O B R A : PRESA "LA LLAVE"
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE
 PURUÁNDRIO, MICHOACÁN.
SONDEO : PCA-1, M-1 Km 0+400
PROFUNDIDAD : 0.50-3.00 m.



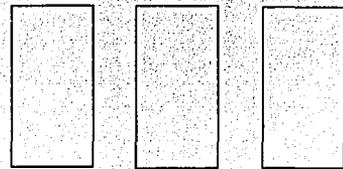
DESCRIPCION

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD,
 GRIS OSCURO.

CLASIFICACION

SUCS	%F	%A	%G
CH	97	3	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



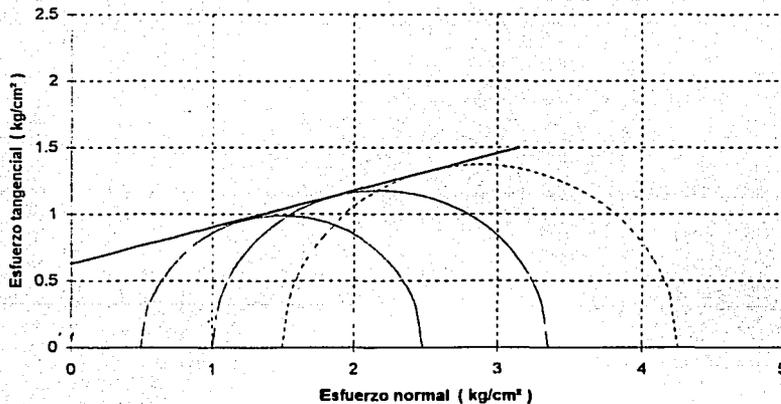
0.5 1 1.5

PIII (kg/cm²)

Simbología

σ_1 kg/cm²	σ_3 kg/cm²	W %	S _s	e	G _w %	γ_s kg/m³	γ_t kg/m³
2.48	0.50	33.8	2.26	1.115	69	1430	1069
3.35	1.00	36.4	2.26	1.215	68	1392	1020
4.25	1.50	33.8	2.26	1.107	69	1435	1073

C	ϕ (°)
0.6	17



OBSERVACIONES

MATERIAL MODIFICADO
 CON SU PESO
 VOLUMETRIC SECO
 MAXIMO.

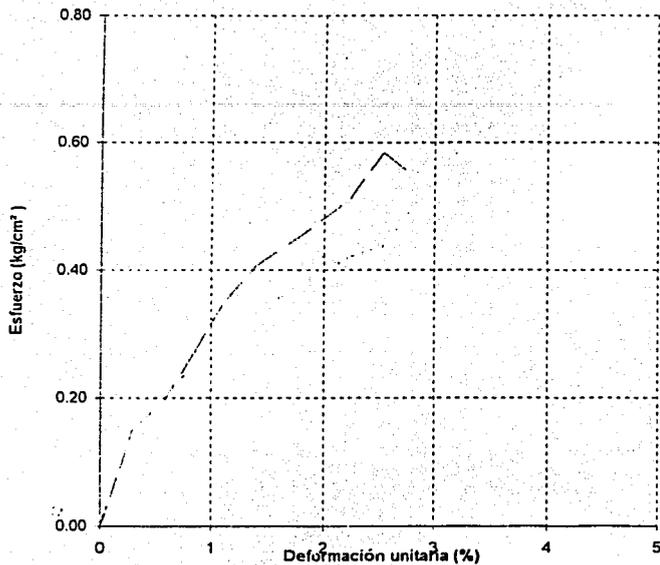
145

**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU

PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE CV.
 Adolfo Duclós Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acatlá,
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA : PRESA "LA LLAVE"
 LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE
 PURUÁNDIRO, MICHOACÁN.
 SONDEO : PCA-1, M-1 Km 0+400 SATURADA.
 PROFUNDIDAD : 0.50-3.00

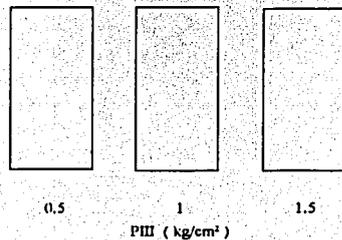


DESCRIPCION
 ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD,
 GRIS OSCURO.

CLASIFICACION

SUCS	%F	%A	%G
CH	97	3	0

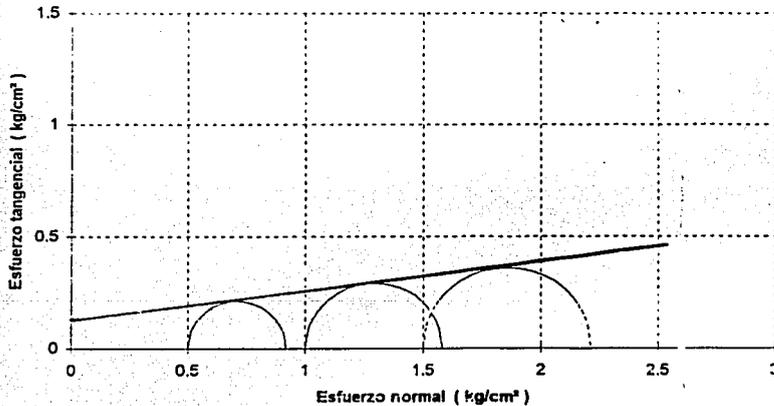
ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



Simbología

σ_1 kg/cm²	σ_3 kg/cm²	W %	Ss	c	Gw %	γ_s kg/m³	γ_w kg/m³
0.92	0.50	32.1	2.26	0.992	73	1499	1134
1.58	1.00	31.7	2.26	1.777	40	1072	814
2.22	1.50	36.1	2.26	1.585	51	1190	874

C kg/cm²	ϕ (°)
0.16	8



OBSERVACIONES

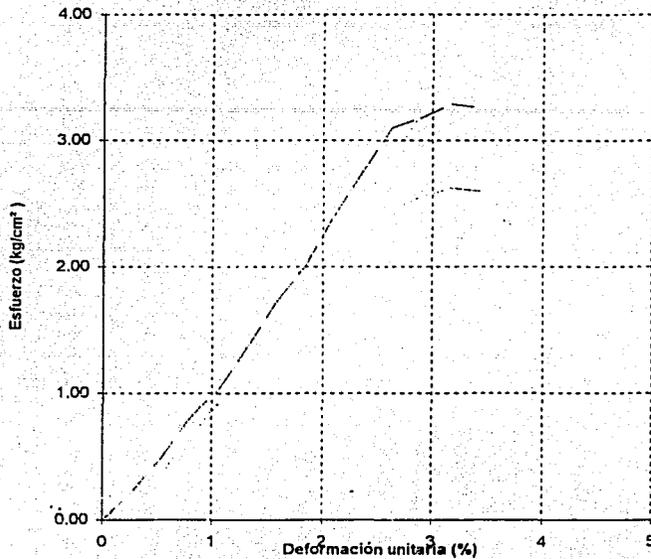
MATERIAL SATURADA.

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclós Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acapulca.
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

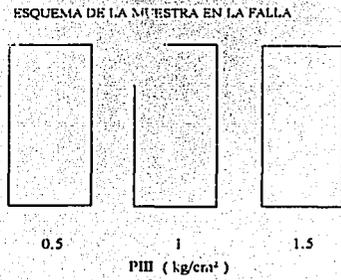
O B R A : PRESA "LA LLAVE"
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDIRO, MICHOACÁN.
SONDEO : SONDEO Km 0+800, M-1
PROFUNDIDAD : 1.20-1.85



DESCRIPCION

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD,
 GRIS OSCURO.

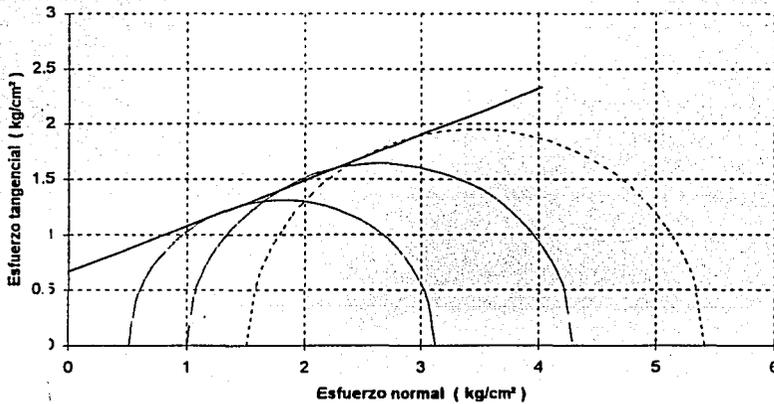
CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CII	98	2	0



Simbología

σ_1 kg/cm²	σ_{III} kg/cm²	W %	Ss	e	Gw %	γ_s kg/m³	γ_t kg/m³
3.12	0.50	38.6	2.38	1.507	61	1316	949
4.29	1.00	37.3	2.38	1.140	78	1527	1112
5.40	1.50	37.2	2.38	1.336	66	1398	1019

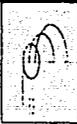
c	ϕ
kg/cm²	(°)
0.7	24



OBSERVACIONES

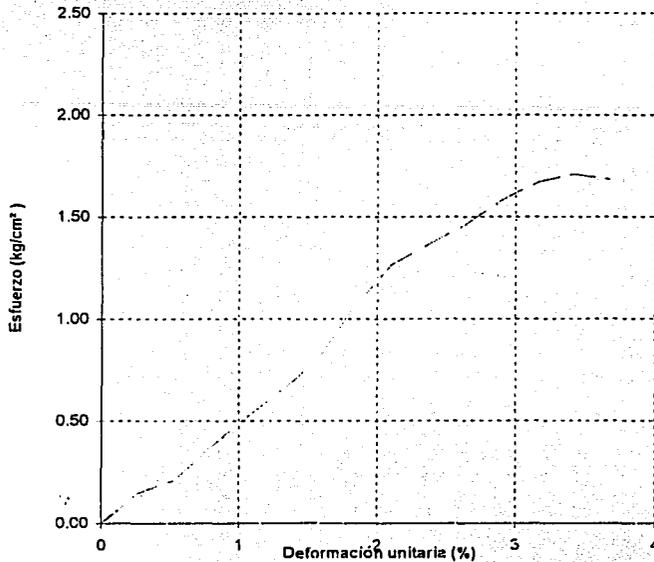
MUESTRA DE TUBO SHELBY

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclós Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acuña,
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

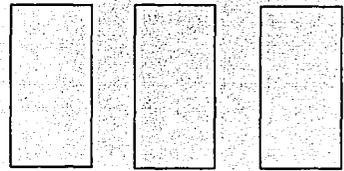
O B R A : PRESA "LA LLAVE"
 LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE
 PURUÁNDIRO, MICHOACÁN.
 SONDEO : SONDEO Km 0+800, M-2
 PROFUNDIDAD : 1.85-2.40



DESCRIPCION	
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, GRIS OSCURO.	

CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CH	99	1	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



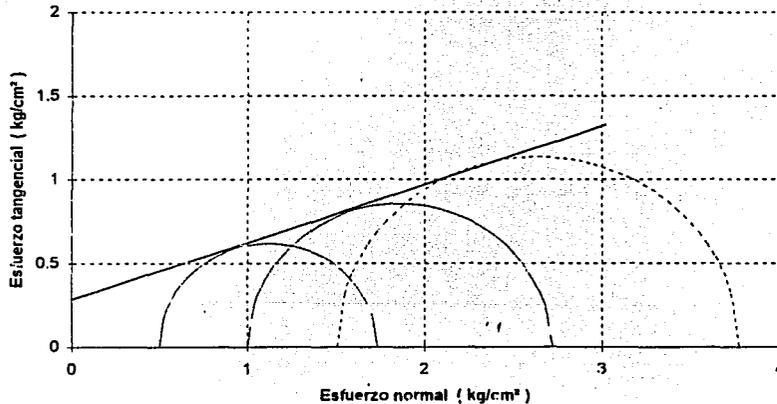
0.5 1 1.5

P_{III} (kg/cm²)

Simbología

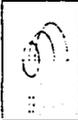
σ_1 kg/cm²	σ_3 kg/cm²	W %	S _s	e	G _w %	γ_s kg/m³	γ_t kg/m³
1.73	0.50	36.8	2.35	1.187	73	1470	1075
2.71	1.00	37.8	2.35	1.091	81	1548	1124
3.77	1.50	36.3	2.35	1.212	70	1448	1063

C kg/cm²	ϕ (°)
0.3	70



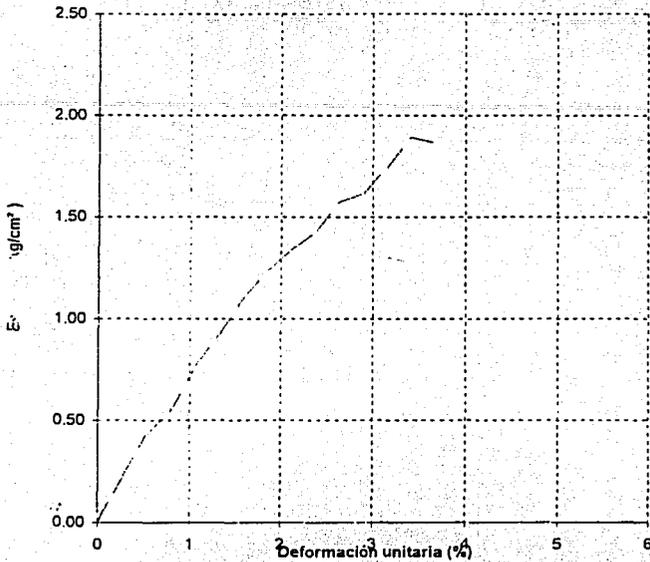
OBSERVACIONES
MUESTRA DE TUBO SHELBY
148

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclos Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acapulca,
 Fed. Tlaxcala; Fax: 33-55-21

OBRA : PRESA "LA LLAVE"
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDIRO, MICHOACÁN.
SONDEO : PCA-3, M-1 Km 1+180
PROFUNDIDAD : 0.40-1.90



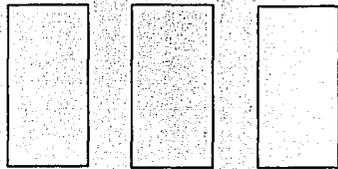
DESCRIPCION

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD,
 GRIS OSCURO.

CLASIFICACION

SUCS	%F	%A	%G
CIH	97	3	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



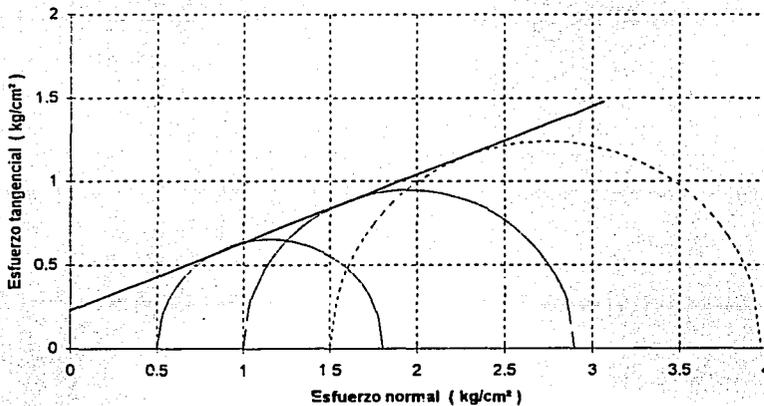
0.5 1 1.5

PIII (kg/cm²)

Simbología

σ_1 kg/cm²	σ_3 kg/cm²	W %	Ss	e	Gv %	γ_s kg/m³	γ_t kg/m³
1.80	0.50	34.5	2.41	1.123	74	1527	1135
2.89	1.00	34.4	2.41	1.273	65	1425	1060
3.98	1.50	37.1	2.41	1.128	79	1553	1133

C kg/cm²	ϕ (°)
0.26	22



OBSERVACIONES

140

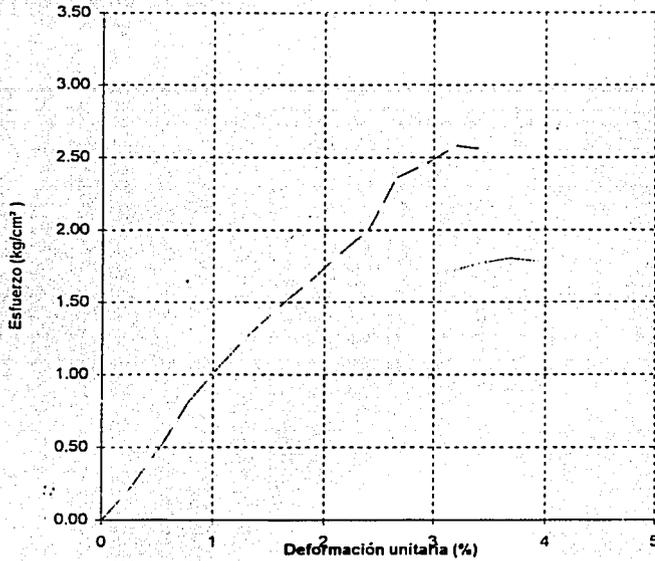
**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclos Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acatlán,
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

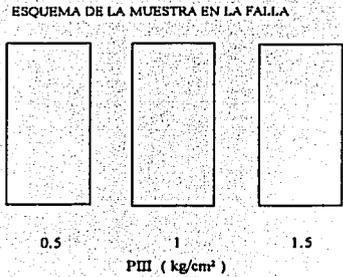
OBRA : PRESA "LA LLAVE"
 LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE
 PURUÁNDIRO, MICHOACÁN.
 SONDEO : PCA-J, M-2 Km 1+180
 PROFUNDIDAD : 1.90-3.00



DESCRIPCION

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD,
 GRIS CLARO.

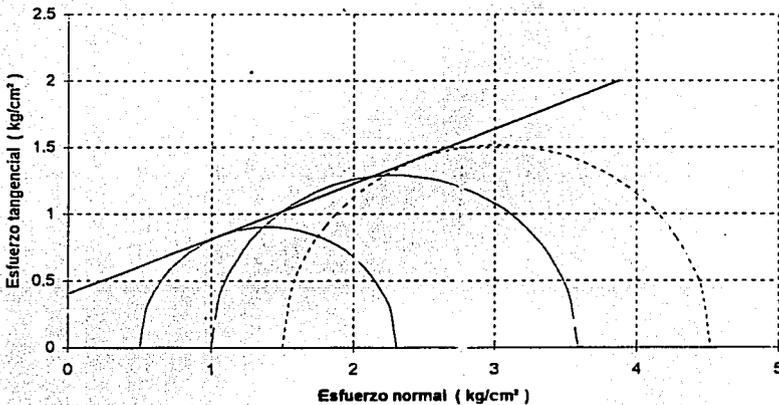
CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CI	88	12	0



Simbología

σ_1 kg/cm²	σ_3 kg/cm²	W %	S _s	e	G _w %	γ_s kg/m³	γ_r kg/m³
2.31	0.50	31.7	2.38	0.986	77	1579	1199
3.58	1.00	31.1	2.38	1.007	73	1554	1186
4.53	1.50	34.8	2.38	1.048	79	1566	1162

C kg/cm²	ϕ (°)
0.4	23



OBSERVACIONES

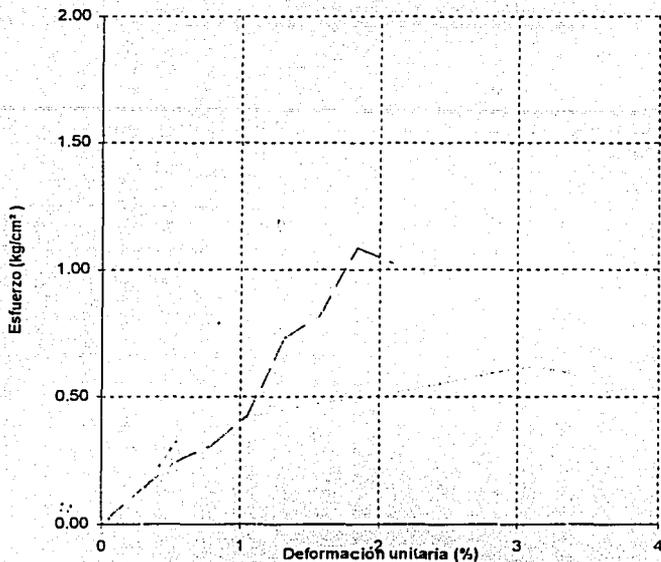
15

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Ducós Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acattilla,
 Tel: 338-41-62; Fax: 333-55-21

O B R A : PRESA "LA LLAVE"
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDRIO, MICHOACÁN.
SONDEO : PCA-3, M-2 Km 1+180, SATURADA
PROFUNDIDAD : 1.90-3.00

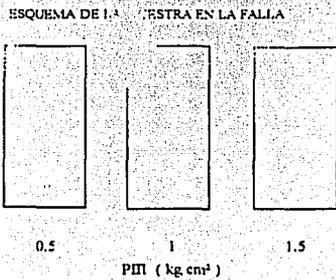


DESCRIPCION:

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD,
 GRIS CLARO

CLASIFICACION:

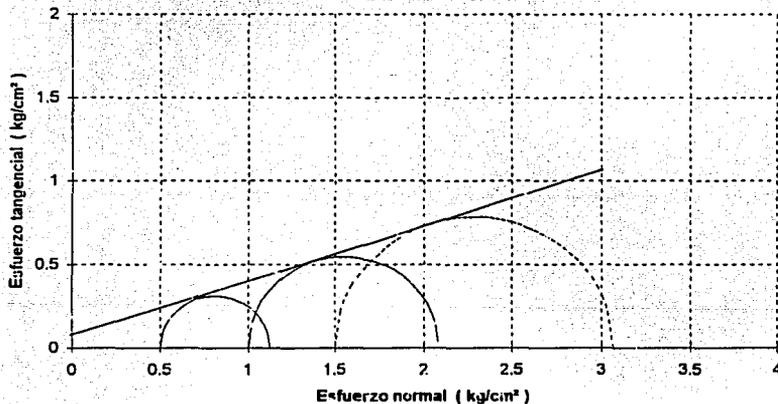
SUCS	%F	%A	%G
CIH	88	12	0



Simbología

σ_1 kg/cm²	σ_3 kg/cm²	W %	S _s	e	G _w %	γ_s kg/m³	γ_t kg/m³
1.12	0.50	34	2.38	1.143	71	1488	1111
2.09	1.00	34.3	2.38	1.489	55	1284	956
3.07	1.50	34.4	2.38	1.276	64	1405	1046

c kg/cm²	ϕ (°)
0.1	19



OBSERVACIONES

MUESTRA SATURADA.

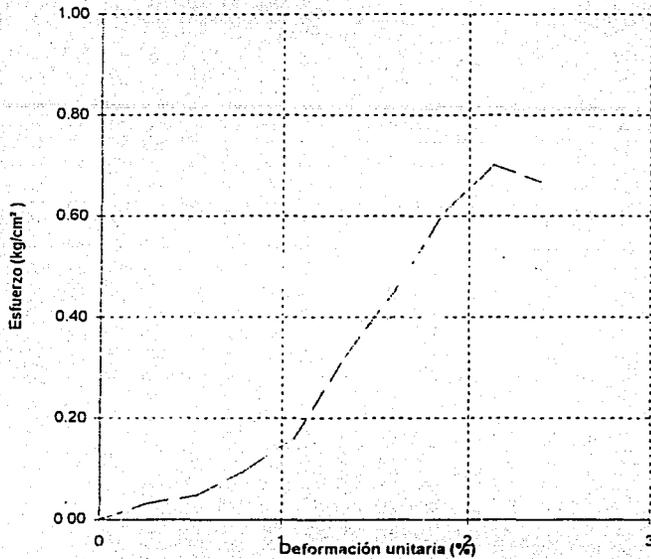
15

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclós Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acatlilla,
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA : PRESA "LA LLAVE"
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDEIRO, MICHOACÁN
SONDEO : BANCO DE ARCILLA
PROFUNDIDAD :

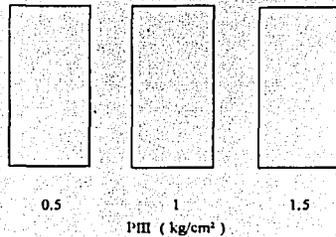


DESCRIPCION

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD,
GRIS OSCURO.

CLASIFICACION			
SUCS	%F	%A	%G
CI	-	-	-

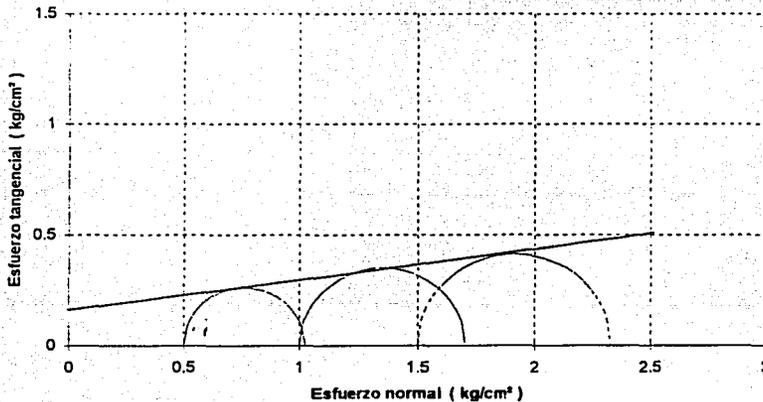
ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



Simbología

σ_1 kg/cm²	σ_3 kg/cm²	W %	Ss	e	Gw %	γ_s kg/m³	γ_r kg/m³
1.02	0.50	40.7	2.38	1.804	54	1194	849
1.70	1.00	43	2.38	1.519	67	1351	945
2.33	1.50	41.8	2.38	1.651	60	1273	898

C	ϕ (°)
0.2	8



OBSERVACIONES

MATERIAL MODIFICADO
Y SATURADO.

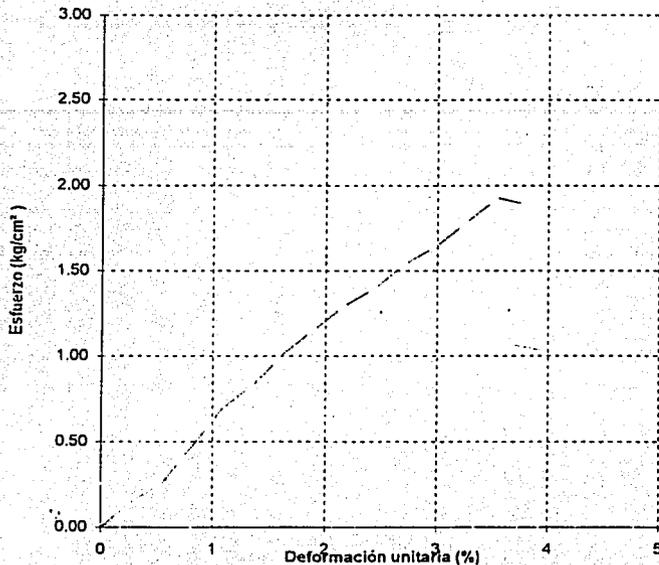
152

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.
 Adolfo Duclós Salinas No. 47,
 Col. Amp. Sta. Martha Acattila,
 Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

O B R A : PRESA "LA LLAVE"
LOCALIZACION : EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDRIO, MICHOACÁN.
SONDEO : CALAS COMP.
PROFUNDIDAD : VARIABLE



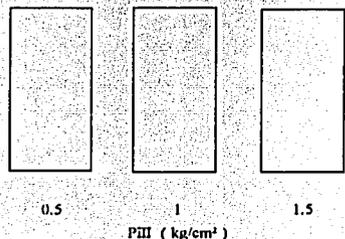
DESCRIPCION

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD,
 GRIS OSCURO.

CLASIFICACION

SUCS	%F	%A	%G
CII			

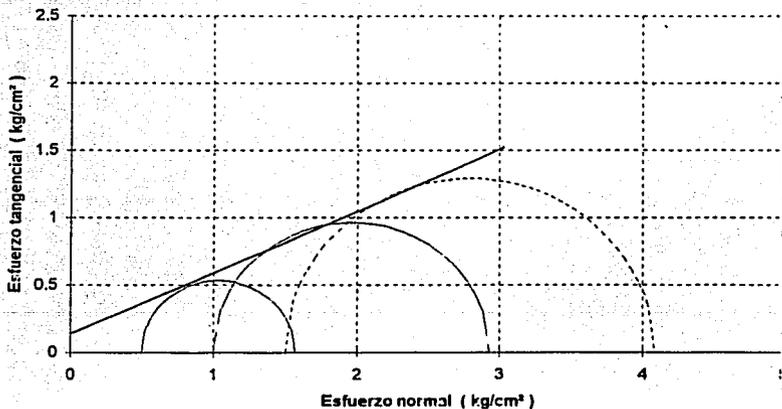
ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



Simbología

σ_1 kg/cm²	σ_3 kg/cm²	W %	Ss	e	Gw %	γ_s kg/m³	γ_w kg/m³
1.57	0.50	28.5	2.33	2.031	33	988	769
2.93	1.00	28	2.33	1.500	43	1193	932
4.08	1.50	28	2.33	1.499	44	1193	932

C kg/cm²	ϕ (°)
0.2	24

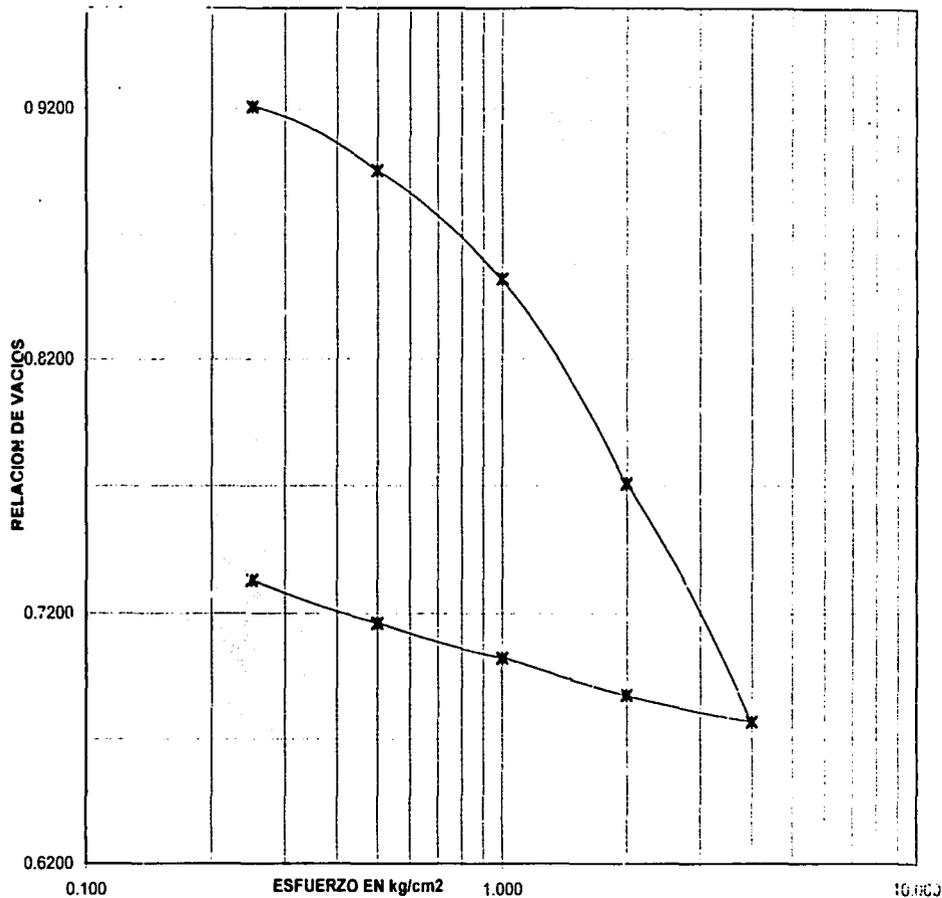


OBSERVACIONES

COMPACTACIONES
 MODIFICADAS AL 70 % DE
 SU PESO VOLUMÉTRICO
 SECO MÁXIMO.

153

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA: PRESA "LA LLAVE".

LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE
PURUÁNDIRO, MICHOACÁN.

SONDEO: PCA-1, M-1

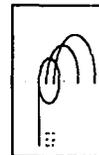
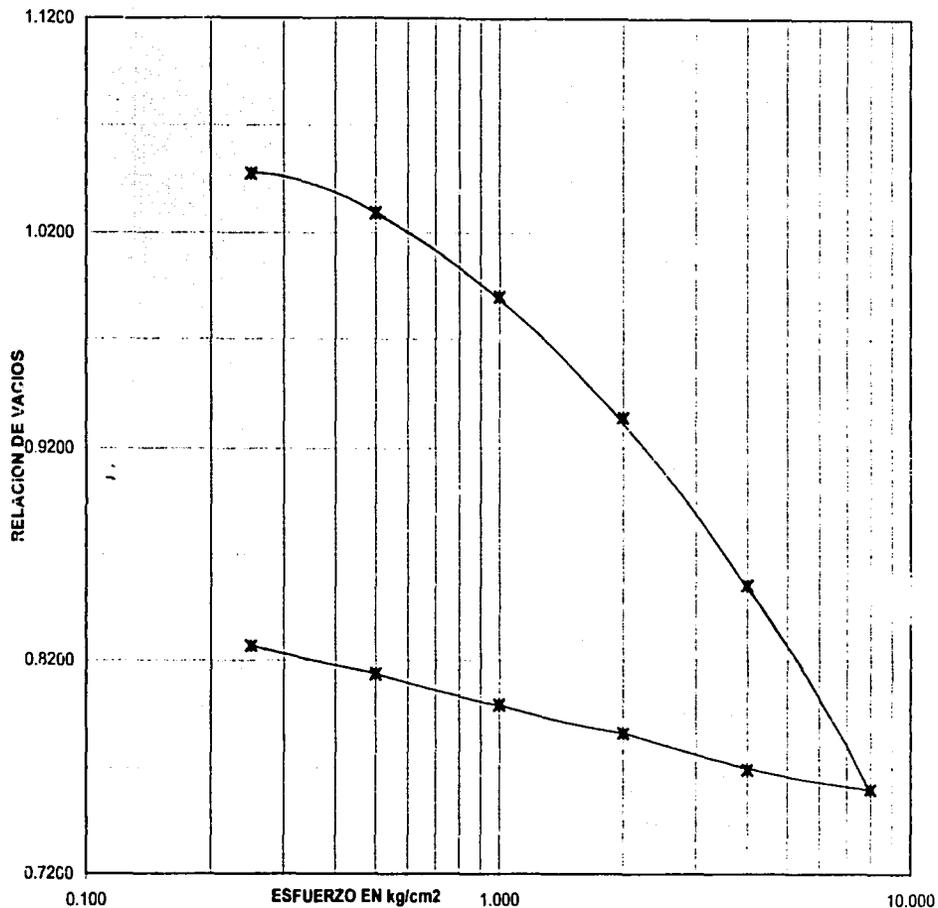
PROF. 0.50-3.00 m.

CLASIFICACION: CH

DESCRIPCION DE LA MUESTRA

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, GRIS OSCURA.

FIG No.



PRUEBA DE CONSOLIDACION

OBRA: PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE
PURUÁNDIRO, MICHOACÁN.

SONDEO: PCA-3, M-2

PROF. 1.90 3.00 m.

CLASIFICACION: CH

DESCRIPCION DE LA MUESTRA

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, GRIS CLARA.

FIG No.



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

RESULTADOS DE PRUEBAS DE ENSAYES DE COMPACTACIÓN

Adolfo Cueros Salinas No.47, C.P.09140, México, D.F. Tel.: 7332766 7384162 Fax.: 7335521.

CLIENTE: CONTRATISTAS EN CONSULTORÍA, DISEÑO,

PROYECTO: "PRESA LA LLAVE".

CONSTRUCCIÓN Y SUPERVISIÓN.

UBICACIÓN: Ejido San Martín, Municipio de Puruándiro, Michoacán.

UBIC: Jacarandas No. 29, Fracc. Jardines de Atizapán, Edo. de México.

ATN.: Ing. Luis Angel Huesca Zepeda.

TABLA DE RESULTADOS

Calc. No.	Fecha Comp.	Localización	Capa	Tipo de Material	PVH kg/m ³	Hum.Nat. %	PVS kg/m ³	PVSM kg/m ³	H.O. %	Comp. %	Espesor cm	Especificación de compactación
1	26-Nov-99	Km 1+180	Terreno Natural	Arcilla negra muy plástica	1479	30.70	1132	1380	29.90	82.00	23.0	
2	26-Nov-99	Km 1+032	Terreno Natural	Arcilla negra muy plástica	1267	28.60	982	9	29.90	71.39	20.0	
3	26-Nov-99	Km 0+884	Terreno Natural	Arcilla negra muy plástica	1015	30.00	781	1380	29.90	56.58	18.0	
4	26-Nov-99	Km 0+736	Terreno Natural	Arcilla negra muy plástica	1237	30.40	949	1380	29.90	68.74	20.0	
5	26-Nov-99	Km 0+588	Terreno Natural	Arcilla negra muy plástica	988	31.60	751	1380	29.90	54.40	19.00	
6	26-Nov-99	Km 0+440	Terreno Natural	Arcilla negra muy plástica	1201	30.30	922	1380	29.90	66.79	16.0	
7	26-Nov-99	Km 0+292	Terreno Natural	Arcilla negra muy plástica	982	33.60	735	1380	29.90	53.26	18.0	
8	26-Nov-99	Km 0+144	Terreno Natural	Arcilla negra muy plástica	1328	35.80	978	1380	29.90	70.86	15.0	

ESPECIFICACIONES S.C.T.

OBSERVACIONES:

NOMBRE	Arq. Edith Hernández Guzmán	Ing. Pablo Cruz Cruz.	
FIRMA			
	SIGNATARIO AUTORIZADO	SIGNATARIO AUTORIZADO	Vo.Bo.

156:

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Calle Adolfo Duclos Salinas N° 47

México, 09510, D.F.

Tels.: 733-27-66 • 738-41-62 • FAX: 733-55-21

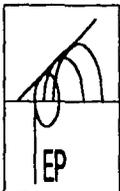
E-mail: pepsuelo@mail.internet.com.mx

Pág. 19

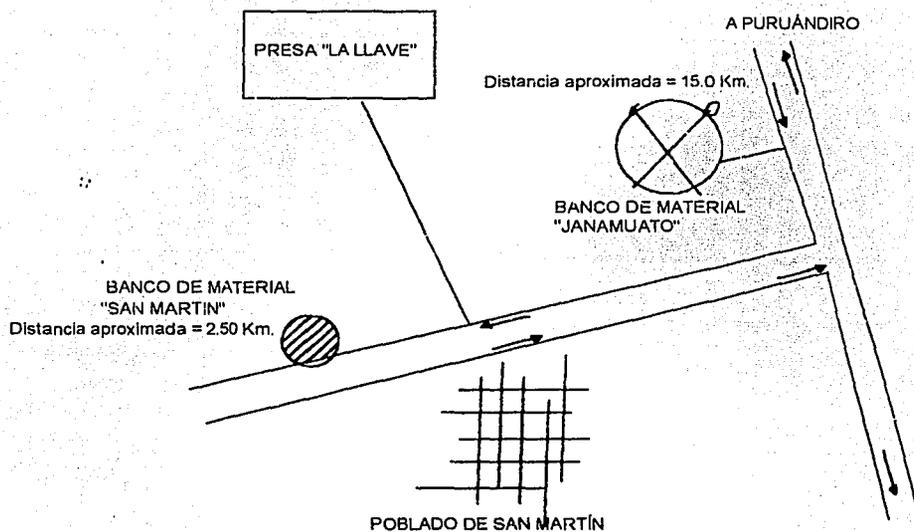
Índice de Figuras de la Segunda Etapa.

- 1.- Croquis de localización de Pozos a Cielo Abierto.
- 2.- Croquis de localización del Banco de Material "Cerro del Arco".
- 3.- Croquis de localización del Banco de Material "Janamuato".
- 4 a 8 .- Perfiles estratigráficos de los Pozos a Cielo Abierto No. 1, 2, 3, 4 y 5.
- 9.- Resumen de contenido natural de agua de sondeos y banco de materiales.
- 10.- Resultado de pruebas de Peso Volumétrico Natural de los Pozos a Cielo Abierto 1, 2, 3, 4 y 5.
- 11.- Resultado de pruebas de granulometría por vía húmeda de los Pozo a Cielo Abierto.
- 12.- Resultado de pruebas de Peso específico relativo de los Pozo a Cielo Abierto.
- 13.- Granulometría del Banco de material cementante "Cerro del Arco".
- 14 a 23.- Resultado de las pruebas de Límites de consistencia o de Atterberg.
- 24 a 33.- Resultado de las pruebas Próctor S.H.R.
- 34.- Granulometría de la grava del banco de material "Janamuato".
- 35.- Granulometría de la arena del banco de material "Janamuato".

157



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.



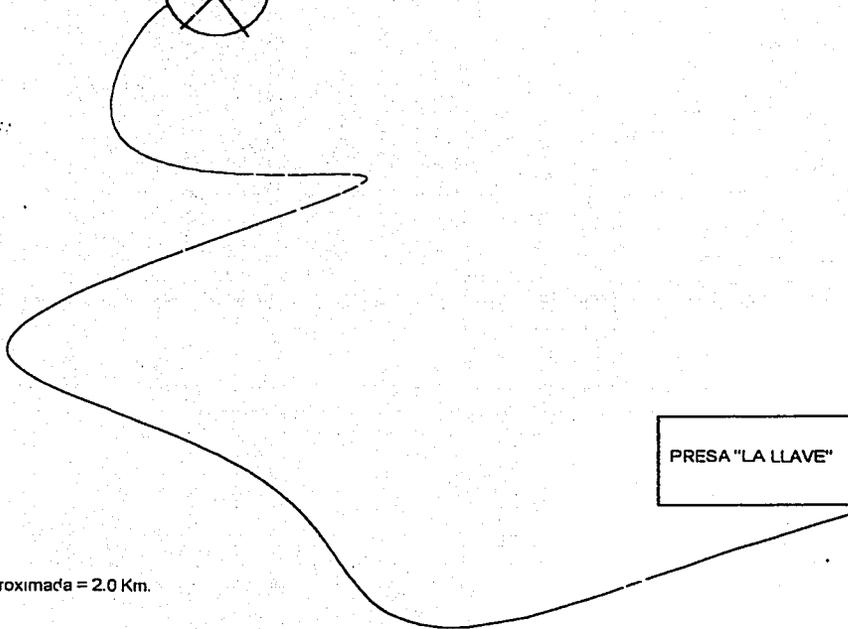
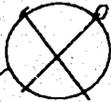
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DE LOS BANCOS DE MATERIALES

153



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

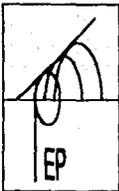
BANCO DE MATERIAL
"CERRO DEL ARCO"



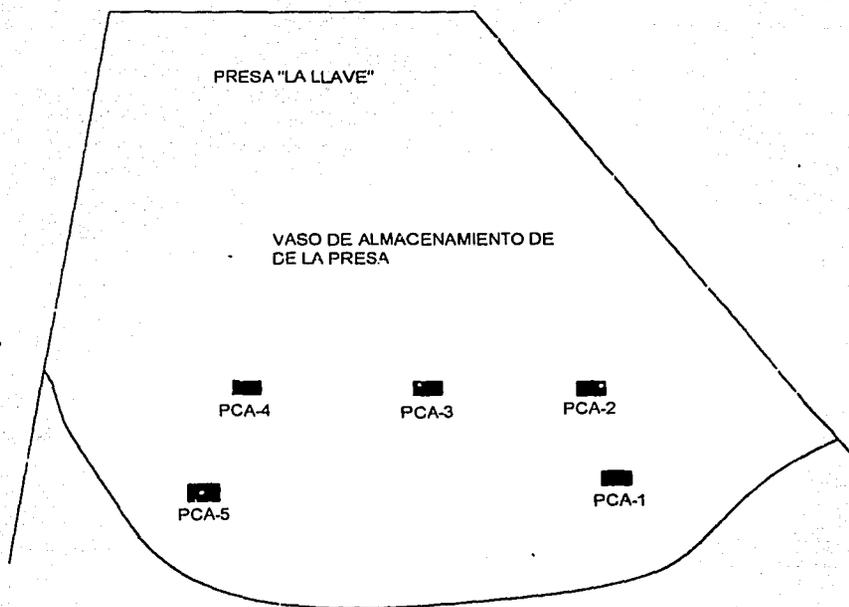
PRESA "LA LLAVE"

Distancia aproximada = 2.0 Km.

CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL BANCO DE MATERIAL "CERRO DEL ARCO"



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DE SONDEOS

160

CONTENIDO DE AGUA %

Notural o Wp X — △ WL

Ws PVH PVS Se F A G
% t/m³ t/m³ % % %

DESCRIPCION DEL MATERIAL

PROF.	PERFIL	SUCS	20	40	60	80	100	120	Ws %	PVH t/m ³	PVS t/m ³	Se	F %	A %	G %
0.5															
1.0		CH		X		△			1.683		2.41		90	9	1
2.0				X		△			1.571		2.40		99	1	0
2.8															
3.0	Fin de sondeo														

N.A.F. = _____

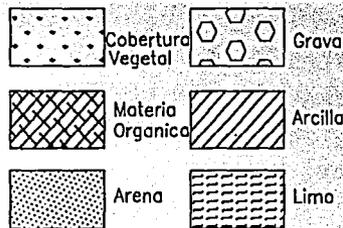
SONDEO No: 1 TIPO: PCA
 PROF.: 2.80 m

PROYECTO: Presa "La Llave"

LUGAR: Ejido San Martín, Municipio de Puruándiro, Edo. de Michoacán.

S I M B O L O G I A

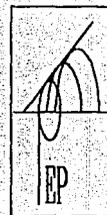
F% = Porcentaje de finos.
 A% = Porcentaje de Arena.
 G% = Porcentaje de Grava.
 qu = Compresion simple.
 Ss = Densidad de solidos.
 PVH = Peso volumetrico humedo.
 PVS = Peso volumetrico seco.
 Ws = Contraccion lineal.
 Wp = Limite plastico.
 WL = Limite liquido.
 C = Cohesion.
 φ = Angulo de friccion interna.



$$e = \frac{D - PVS}{PVS}$$

$$G = \frac{DW}{e}$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$



DESCRIPCION DEL MATERIAL		CONTENIDO DE AGUA %						Ws %	PVH l/m ³	PVS l/m ³	Ss	F %	A %	G %
PROF.	PERFIL	SUCS	20	40	60	80	100							
0.5														
	Cobertura vegetal.													
1.0		OH		x					1.570		2.36	99	1	0
	Arcillo de alta plasticidad color de café oscuro a café rcjizo, con presencia de material de azolve.	CH		x					1.489		2.35	98	2	0
2.0														
	Fin de sondeo													
3.0														
1.62														

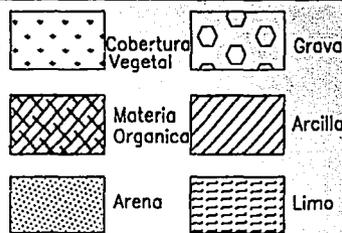
N.A.F. = _____

SONDEO No: 2 TIPO: PCA
 PROF.: 2.00 m

PROYECTO: Presa "La Llave"
 LUGAR: Ejido San Martín, Municipio de Puruandiro, Edo. de Michoacán.

S I M B O L O G I A

F% = Porcentaje de finos.
 A% = Porcentaje de Arena.
 G% = Porcentaje de Grava.
 qu = Compresion simple.
 Ss = Densidad de solidos.
 PVH = Peso volumetrico humedo.
 PVS = Peso volumetrico seco.
 Ws = Contraccion lineal.
 Wp = Limite plastico.
 WL = Limite liquido.
 C = Cohesion.
 φ = Angulo de friccion interna.



$$e = \frac{D - PVS}{PVS}$$

$$G = \frac{DW}{e}$$

$$n = \frac{e}{1+e}$$



PROF.	PERFIL	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CONTENIDO DE AGUA %						W _a %	PVH l/m ³	PVS l/m ³	S _s	F %	A %	G %
			SUCS	20	40	60	80	100							
0.45		Cobertura vegetal.													
1.3		Arcilla de alta plasticidad color de café oscuro a café rojizo, con presencia de material de azolve.	CH						1.587	2.49	98	2	0		
2.0		Fin de sondeo	CH						1.543	2.41	98	2	0		
3.0															

N.A.F. = _____

SONDEO No: 3 TIPO: PCA
 PROF.: 2.00 m

PROYECTO: Presa "La Llave"

LUGAR: Ejido San Martín, Municipio de Puruani, Est. de Intercom.
 163

S I M B O L O L O G I A

F% = Porcentaje de finos.
 A% = Porcentaje de Arena.
 G% = Porcentaje de Grava.
 qu = Compresion simple.
 S_s = Densidad de solidos.
 PVH = Peso volumetrico humedo.
 PVS = Peso volumetrico seco.
 W_s = Contraccion lineal.
 W_p = Limite plastico.
 W_L = Limite liquido.
 C = Cohesion.
 φ = Angulo de friccion interna.



Cobertura Vegetal



Grava



Materia Organica



Arcilla



Arena



Limo

$$e = \frac{D - PVS}{PVS}$$

$$G = \frac{DW}{e}$$

$$n = \frac{e}{1+e}$$



PROF.	PERFIL	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CONTENIDO DE AGUA %								Ws %	PVH l/m ³	PVS l/m ³	Ss	F %	A %	G %
			SUCS	20	40	60	80	100	120	Natural							
0.5		Cobertura vegetal.															
1.0		Arcilla de alta plasticidad color de café oscuro a café rojizo, con presencia de material de azolve.	CH									1.391		2.43	79	21	0
2.0		Fin de sondeo	CH									1.583		2.31	95	3	2
3.0																	

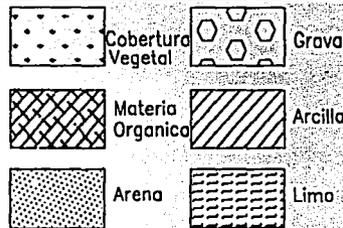
N.A.F. = _____

SONDEO No: 4 TIPO: PCA
 PROF.: 2.00 m

PROYECTO: Presa "La Llave"
 LUGAR: Ejido San Martín, Municipio de Puruandiro, Edo. de Michoacán.

S I M B O L O G I A

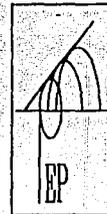
F% = Porcentaje de finos.
 A% = Porcentaje de Arena.
 G% = Porcentaje de Grava.
 qu = Compresion simple.
 Ss = Densidad de solidos.
 PVH = Peso volumetrico humedo.
 PVS = Peso volumetrico seco.
 Ws = Contraccion lineal.
 Wp = Limite plastico.
 WL = Limite liquido.
 C = Cohesion.
 φ = Angulo de friccion interna.



$$e = \frac{D - PVS}{PVS}$$

$$G = \frac{DW}{e}$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$



CONTENIDO DE AGUA %

Natural \circ Wp \times \triangle WL

Ws % PVH t/m^3 PVS t/m^3 Ss F % A % G %

PROF. PERFIL

DESCRIPCION DEL MATERIAL

SUCS 20 40 60 80 100 120

PROF.	PERFIL	DESCRIPCION DEL MATERIAL	SUCS	20	40	60	80	100	120	Ws %	PVH t/m^3	PVS t/m^3	Ss	F %	A %	G %
0.5		Cobertura vegetal.														
1.0		Arcilla de alta plasticidad color de café oscuro a café rojizo, con presencia de material de azolve.	CH		\times		\triangle			1.435		2.43		89	11	0
2.0		Fin de sondeo	CH		\times		\triangle			1.435		2.30		93	3	4

155

N.A.F. =

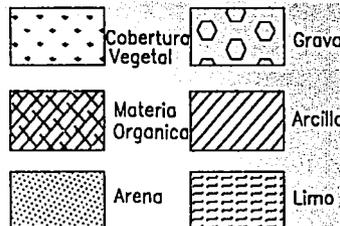
SONDEO No: 5 TIPO: PCA
 PROF.: 2.00 m

PROYECTO: Presa "La Llave"

LUGAR: Ejido San Martín, Municipio de Furuándiro, Edo. de Michoacán.

S I M B O L O G I A

F% = Porcentaje de finos.
 A% = Porcentaje de Arena.
 G% = Porcentaje de Grava.
 qu = Compresion simple.
 Ss = Densidad de solidos.
 PVH = Peso volumetrico humedo.
 PVS = Peso volumetrico seco.
 Ws = Contraccion lineal.
 Wp = Limite plastico.
 WL = Limite liquido.
 C = Cohesion.
 ϕ = Angulo de friccion interna.



$$e = \frac{D - PVS}{PVS}$$

$$G = \frac{DW}{e}$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$





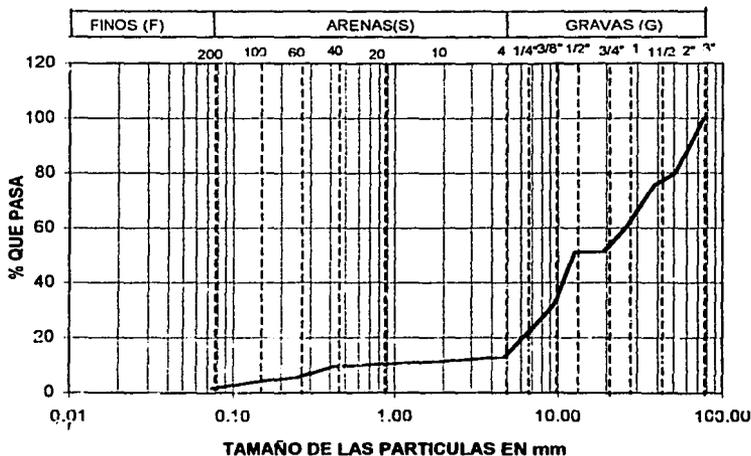
GRANULOMETRIA POR MALLAS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

OBRA: PRESA "LA LLAVE"
UBICACION: EJIDO SAN MARTÍN, MICH. **FECHA:** NOVIEMBRE DE 2000
SONDEO: BANCO "CERRO DEL ARCO" **PROFUNDIDAD:** 0
MUESTRA: UNICA

MALLA	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO gr.	% PARCIAL RETENIDO	ACUMULATIVO % QUE PASA	OBSERVACIONES	
				100.00		
3"	76.200	0.00	0.00	100.00		
2"	50.800	1,600.00	20.00	80.00		
1 1/2"	38.100	360.00	4.50	75.50		
1"	25.400	1,280.00	16.00	59.50	Análisis efectuado con muestra total de 8,000.00 gr.	
3/4"	19.050	670.00	8.38	51.13		
1/2"	12.700	0.00	0.00	51.13		
3/8"	9.525	1,530.00	19.13	32.00		
1/4"	6.350	0.00	0.00	32.00		
No. 4	4.760	1,520.00	19.00	13.00		
pasa No.4		1,040.00	13.00	13.00		% material menor que No. 4
sumas		8,000.00	100.00			

MALLA	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO gr.	% PARCIAL RETENIDO	% ACUM. QUE PASA		OBSERVACIONES
				MUESTRA < No.4	MUESTRA TOTAL	
				100.00	13.00	
10	2.000	122.23	11.75	89.25	11.47	Análisis efectuado con muestra total de 1,040.00 gr.
20	0.840	58.45	8.50	79.74	10.37	
40	0.420	65.05	6.25	73.49	9.55	
60	0.250	320.14	30.78	42.70	5.55	
100	0.149	111.45	10.72	31.99	4.16	
200	0.074	200.12	19.24	12.75	1.66	
pasa 200		132.56	12.75		1.66	% material menor que 200
sumas		1,040.00	100.00			

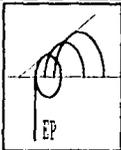


- G= 87.00%
- S= 11.34%
- F= 1.66%
- L.L.= _____
- L.P.= _____
- I.P.= _____
- D10= _____
- D30= _____
- D60= _____
- Cu= _____
- Cc= _____

S.U.C.S.
GM

FIG. No.

169



LIMITES DE PLASTICIDAD

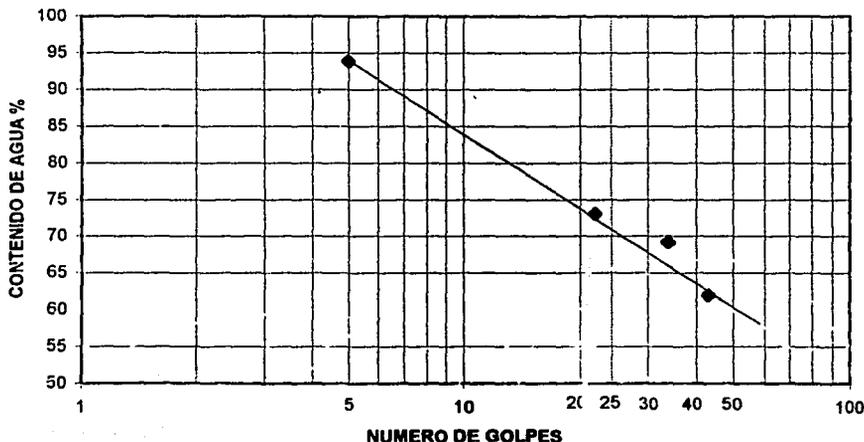
OBRA: PRESA "LA LLAVE" **LOCALIZACION:** EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO
SONDEO No.: PCA-1, M-1 **DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.**
FECHA: Noviembre de 2000 **PROFUNDIDAD:** 0.00-1.00 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
300	43.27	33.75	9.52	18.40	15.35	62.02	43
287	42.56	32.56	10.00	18.11	14.45	69.20	34
223	40.87	30.78	10.09	16.98	13.80	73.12	22
38	41.89	28.59	13.30	14.42	14.17	93.86	5

LIMITE PLASTICO

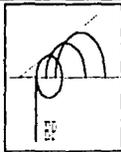
110	22.12	19.32	2.80	11.55	7.77	36.04
6	20.74	18.45	2.29	11.98	6.47	35.39



W= 39.13 %
L.L.= 71.00 %
L.P.= 35.71 %
I.P.= 35.29 %
Cr= 0.90

S.U.C.S. CH OBSERVACIONES

170



LIMITES DE PLASTICIDAD

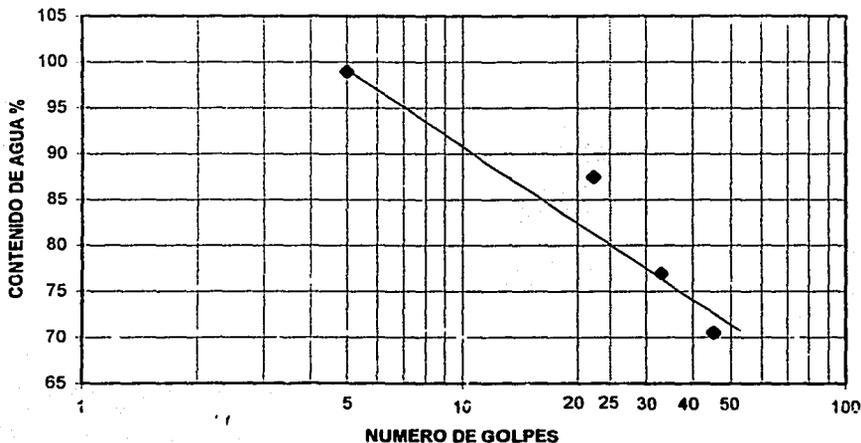
OBRA: PRESA "LA LLAVE" **LOCALIZACION:** EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO
SONDEO N°: PCA-2, M-2 **DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.**
FECHA: Noviembre de 2000 **PROFUNDIDAD:** 1.00-2.00 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
110	44.12	32.12	12.00	15.11	17.01	70.55	45
201	46.00	33.45	12.55	17.14	16.31	76.95	33
144	47.56	32.89	14.67	16.12	16.77	87.48	22
121	47.45	31.36	16.09	15.10	16.26	98.95	5

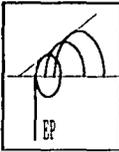
LIMITE PLASTICO

11	20.14	18.10	2.04	11.78	6.32	32.28
189	19.65	17.45	2.20	11.10	6.35	34.65



W= 40.71 %
 L.L.= 80.00 %
 L.P.= 33.46 %
 I.P.= 46.54 %
 Cr= 0.84

S.U.C.S. CH OBSERVACIONES _____



LIMITES DE PLASTICIDAD

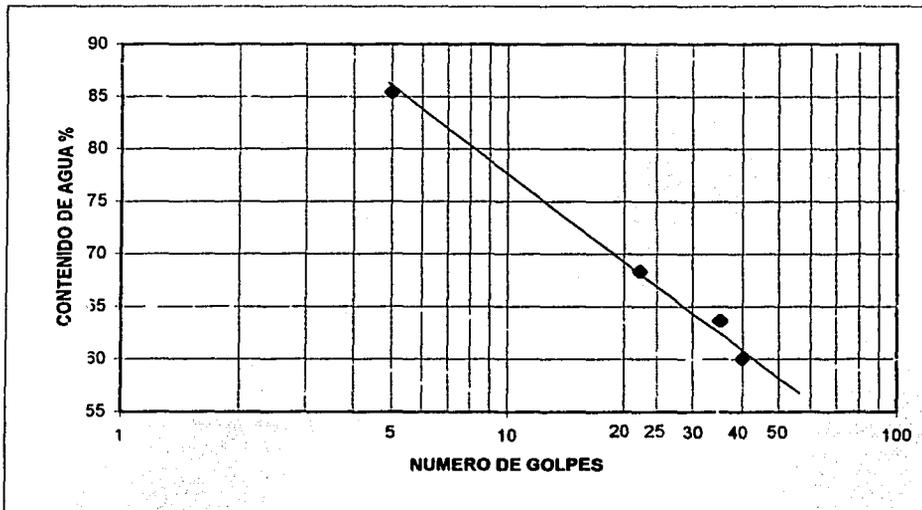
OBRA: PRESA "LA LLAVE" **LOCALIZACION:** EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO
SONDEO N°: PCA-3, M-1 **DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.**
FECHA: Noviembre de 2000 **PROFUNDIDAD:** 0.00-1.00 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
81	36.79	27.53	9.26	12.11	15.42	60.05	40
148	39.45	28.45	11.00	11.18	17.27	63.69	35
112	37.49	26.78	10.71	11.12	15.66	68.39	22
182	32.19	21.12	11.07	8.16	12.96	85.42	5

LIMITE PLASTICO

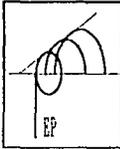
156	20.45	18.57	1.88	12.83	5.74	32.75
1	21.32	19.12	2.20	12.10	7.02	31.34



W = 27.11 %
 L.L. = 67.20 %
 L.P. = 32.04 %
 I.P. = 35.16 %
 Cr = 1.14

S.U.C.S. CH

OBSERVACIONES



LIMITES DE PLASTICIDAD

OBRA: PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO

SONDEO N°: PCA-3, M-2

DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.

FECHA: Noviembre de 2000

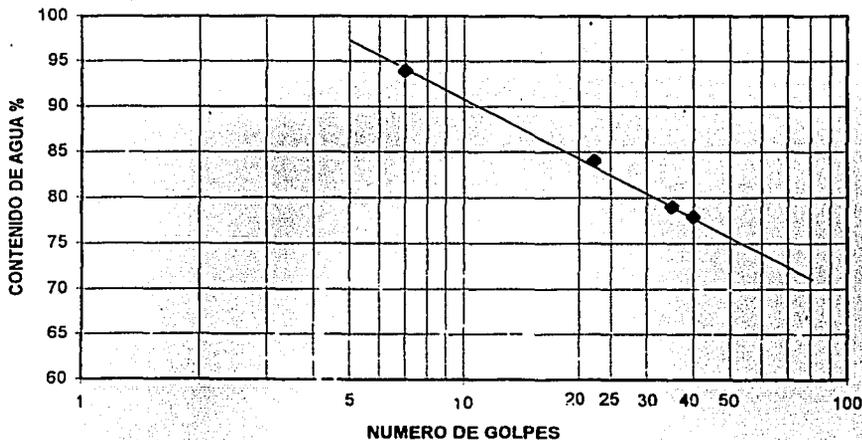
PROFUNDIDAD: 1.00-2.00 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
96	32.86	23.37	9.49	11.19	12.18	77.91	40
194	40.93	28.59	12.34	12.97	15.62	79.00	35
177	48.37	33.06	15.31	14.85	18.21	84.07	22
153	31.60	21.55	10.05	10.85	10.70	93.93	7

LIMITE PLASTICO

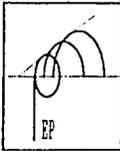
116	20.24	17.53	2.71	11.05	6.48	41.82
3	20.84	18.21	2.63	12.13	6.08	43.26



W=	55.64	%
LL=	83.00	%
LP=	42.54	%
I.P.=	40.46	%
Cr=	0.68	

S.U.C.S. CH

OBSERVACIONES _____



LIMITES DE PLASTICIDAD

OBRA: PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO

SONDEO N: PCA-4, M-1

DE PURUÁNDRIO, EDO. DE MICHOACÁN.

FECHA: Noviembre de 2000

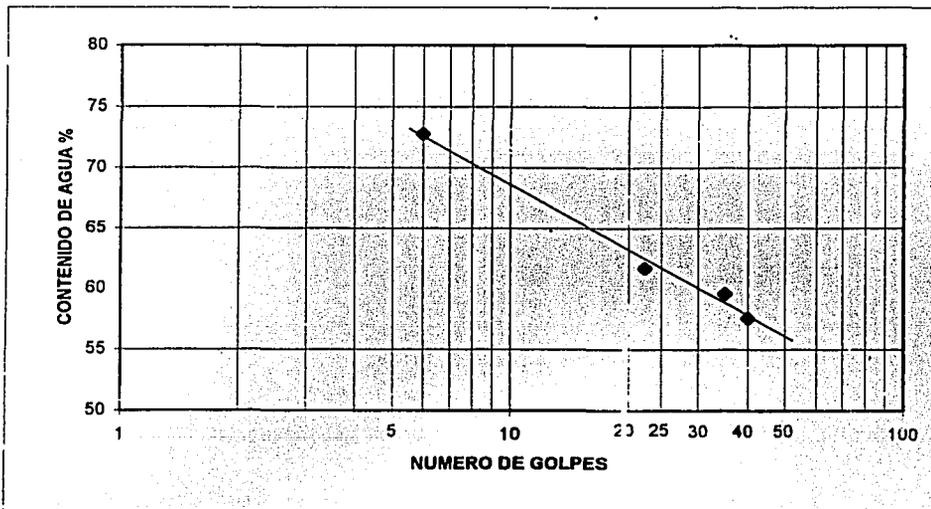
PROFUNDIDAD: 0.00-1.00 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
273	72.71	53.12	19.59	19.08	34.04	57.55	40
30	45.67	31.93	13.74	8.86	23.07	59.56	35
104	68.50	49.42	19.08	18.49	30.93	61.69	22
223	68.47	47.23	21.24	18.06	29.17	72.81	6

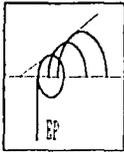
LIMITE PLASTICO

359	24.36	22.63	1.73	16.96	5.67	30.51
12	22.31	20.65	1.66	15.14	5.51	30.13



S.U.C.S. CH

OBSERVACIONES



LIMITES DE PLASTICIDAD

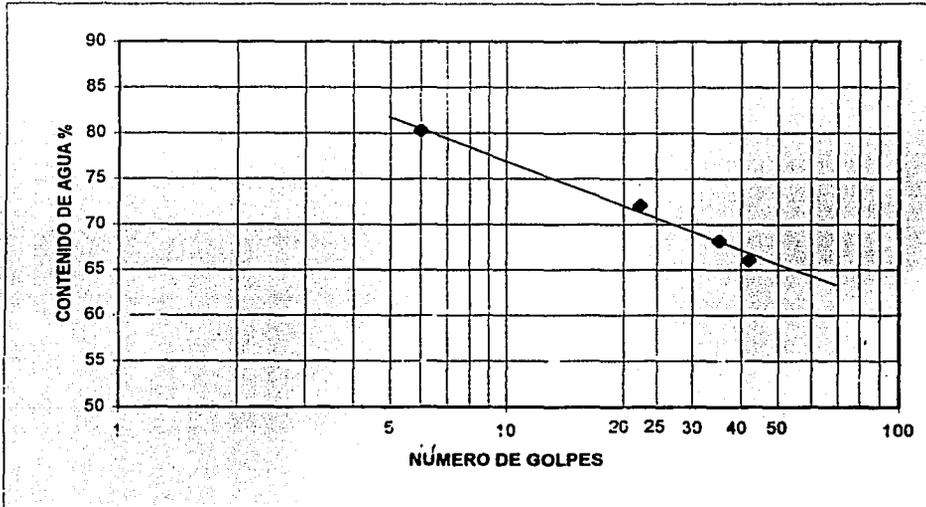
OBRA: PRESA "LA LLAVE" **LOCALIZACION:** EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO
SONDEO N°: PCA-4, M-2 **DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.**
FECHA: Noviembre de 2000 **PROFUNDIDAD:** 1.00-2.00 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
55	64.15	45.87	18.28	18.22	27.65	66.11	42
197	59.33	42.78	16.55	18.52	24.26	68.22	35
199	58.82	42.21	16.61	19.16	23.05	72.06	22
72	38.23	26.37	11.86	11.60	14.77	80.30	6

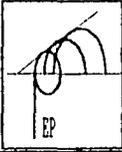
LIMITE PLASTICO

72	15.17	13.44	1.73	8.38	5.06	34.19
20	17.32	14.56	2.76	6.12	8.44	32.70



S.U.C.S. CH

OBSERVACIONES _____



LIMITES DE PLASTICIDAD

OBRA: PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACION: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO

SONDEO No: PCA-5, M-1

DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.

FECHA: Noviembre de 2000

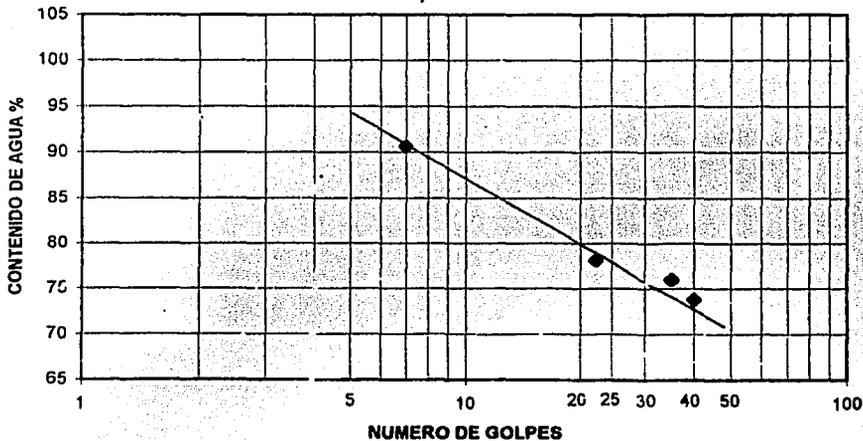
PROFUNDIDAD: 0.00-1.00 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
202	61.37	37.62	13.75	18.99	18.63	73.81	40
146	40.67	27.89	12.78	11.08	16.81	76.03	35
214	48.59	35.52	13.07	18.80	16.72	78.17	22
261	50.83	35.86	14.97	19.34	18.52	90.62	7

LIMITE PLASTICO

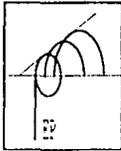
117	21.02	18.72	2.30	11.46	7.26	31.68
123	22.31	19.55	2.76	10.89	8.66	31.87



W = 33.15 %
 L.L. = 78.00 %
 L.P. = 31.77 %
 I.P. = 46.23 %
 Cr = 0.97

S.U.C.S. CH

OBSERVACIONES



LIMITES DE PLASTICIDAD

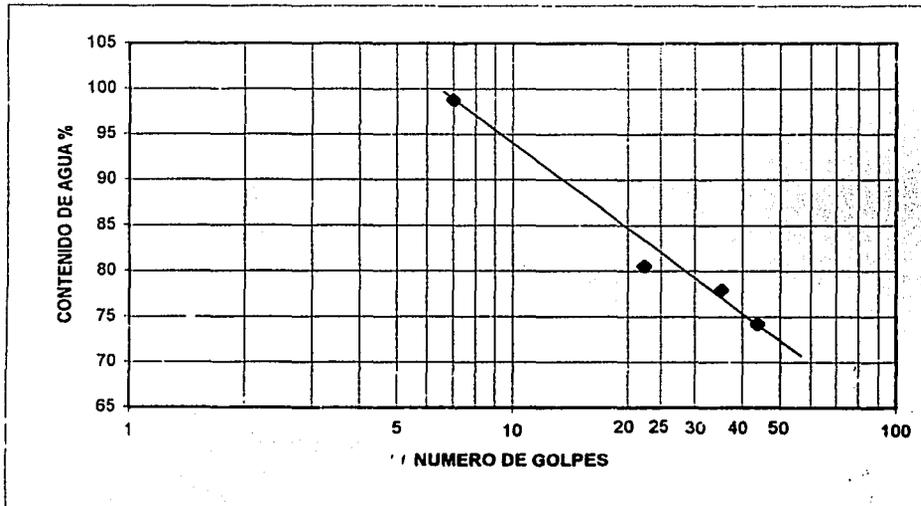
OBRA: PRESA "LA LLAVE" **LOCALIZACION:** EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO
SONDEO N°: PCA-5, M-2 **DE PURUÁNDIRO, EDO. DE MICHOACÁN.**
FECHA: Noviembre de 2000 **PROFUNDIDAD:** 1.00-2.00 m.

LIMITE LIQUIDO

cápsula No.	W. cap. + suelo hum.	W. cap + suelo seco	peso del agua	peso de cápsula	peso suelo seco	contenido agua %	número de golpes
280	55.28	39.57	15.71	18.41	21.16	74.24	44
118	34.39	23.25	11.14	8.96	14.29	77.96	35
229	52.27	38.12	14.15	20.56	17.56	80.58	22
110	34.70	23.70	11.00	12.56	11.14	98.74	7

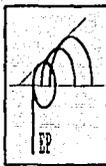
LIMITE PLASTICO

122	18.43	16.53	1.90	11.27	5.26	36.12
10	20.21	18.12	2.09	12.23	5.89	35.48



W= 37.6 %
L.L.= 82.10 %
L.P.= 35.80 %
I.P.= 46.30 %
Cr= 0.96

S.U.C.S. CH OBSERVACIONES _____



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Adolfo Duclós Salinas No. 47, Col. Ampl. Sta. Martha Acatitla, México, D.F.

Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA : PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACIÓN: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDIRO, MICHOACÁN

MUESTRA No. PCA-1, M-1 PROF: 0.00-1.00 m.

COMPACTACION PRÓCTOR

TIPO DE PRUEBA: PRÓCTOR S.H.R.

MOLDE No. 2 VOL: 937.1 cm³ PESO: 2055 gr

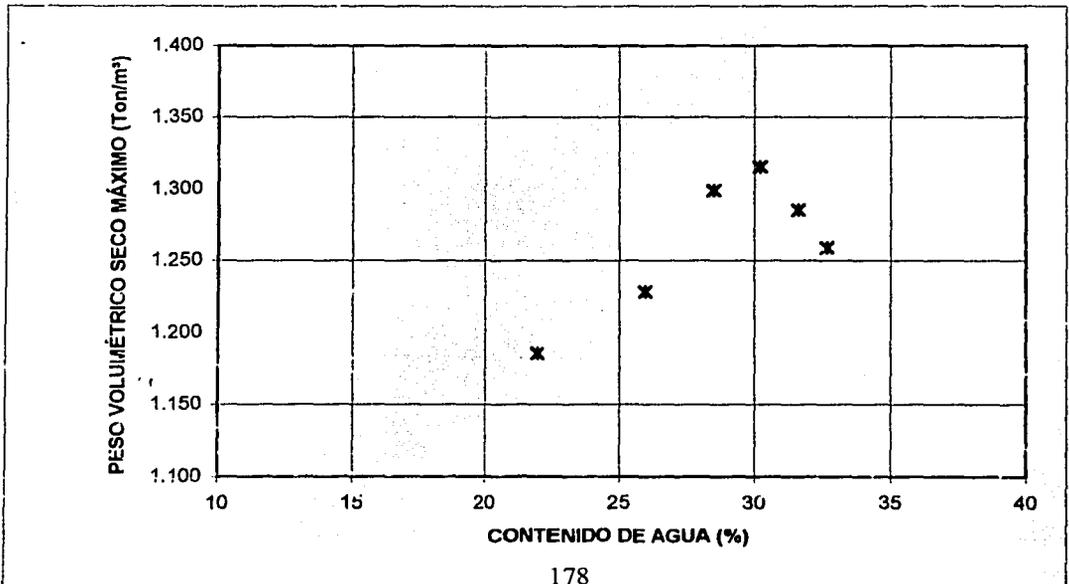
PESO MARTILLO: 2510.0 gr ALTURA CAIDA: 30.0 cm

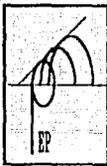
No. DE CAPAS: 3 No. DE GOLPES POR CAPA: 28

PRUEBA No.	1	2	3	4	5
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3410	3505	3620	3660	3640
Peso molde (gr)	2055	2055	2055	2055	2055
Peso suelo húmedo (gr)	1355	1450	1565	1605	1585
Peso específico húmedo (ton/m ³)	1.446	1.547	1.670	1.713	1.691
Cápsula No.					
Peso suelo húmedo (gr)	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Peso suelo seco (gr)	41.00	39.70	38.90	38.40	38.00
Peso del agua (gr)	9.00	10.30	11.10	11.60	12.00
Contenido de agua (%)	21.95	25.94	28.53	30.21	31.58
Peso específico seco (ton/m ³)	1.186	1.229	1.299	1.315	1.285

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{contenido de agua}}$

PVSM = **1.322 Ton/m³**
H.O. = **29.60%**





PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Adolfo Duclós Salinas No. 47, Col. Ampl. Sta. Martha Acatitla, México, D.F.

Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA: PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACIÓN: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDIRO, MICHOACÁN
 MUESTRA No. PCA-1, M-2 PROF: 1.00-2.80 m.

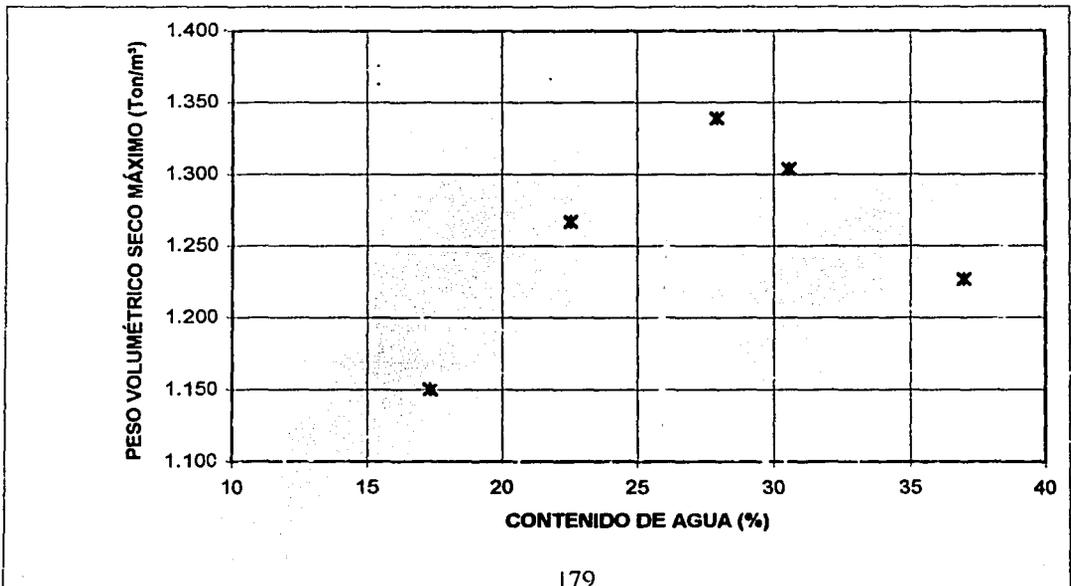
COMPACTACION PRÓCTOR

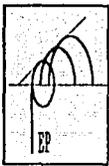
TIPO DE PRUEBA: PRÓCTOR S.H.R.
 MOLDE No. 2 VOL: 937.1 cm³ PESO: 2055 gr
 PESO MARTILLO: 2510.0 gr ALTURA CAIDA: 30.0 cm
 No. DE CAPAS: 3 No. DE GOLPES POR CAPA: 28

PRUEBA No.	1	2	3	4	5
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3320	3510	3660	3650	3630
Peso molde (gr).	2055	2055	2055	2055	2055
Peso suelo húmedo (gr).	1265	1455	1605	1595	1575
Peso específico húmedo (ton/m ³)	1.350	1.553	1.713	1.702	1.681
Cápsula No.					
Peso suelo húmedo (gr)	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Peso suelo seco (gr).	42.60	40.80	39.10	38.30	36.50
Peso del agua (gr).	7.40	9.20	10.90	11.70	13.50
Contenido de agua (%).	17.37	22.55	27.88	30.55	36.99
Peso específico seco (ton/m ³)	1.150	1.267	1.339	1.304	1.227

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{contenido de agua}}$

PVSM = **1.352 Ton/m³**
 H.O. = **26.40%**





PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Adolfo Duclós Salinas No. 47, Col. Ampl. Sta. Martha Acatitla, México, D.F.

Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA : PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACIÓN: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDIRO, MICHOACÁN
 MUESTRA No. PCA-2, M-1 PROF: 0.00-1.00 m.

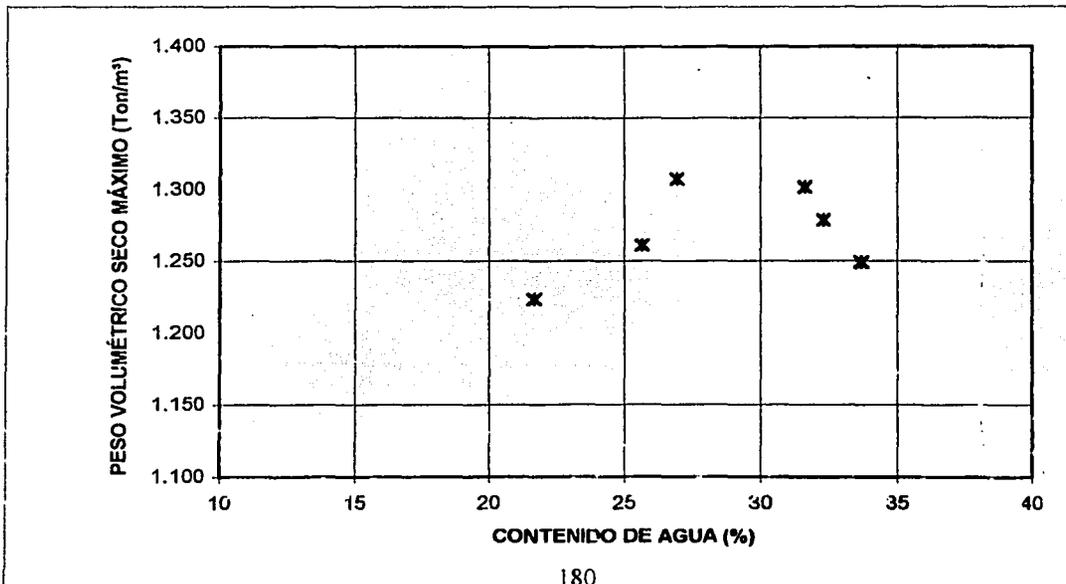
COMPACTACION PRÓCTOR

TIPO DE PRUEBA: PRÓCTOR S.H.R.
 MOLDE No. 2 VOL: 937.1 cm³ PESO: 2055 gr
 PESO MARTILLO: 2510.0 gr ALTURA CAIDA: 30.0 cm
 No. DE CAPAS: 3 No. DE GOLPES POR CAPA: 28

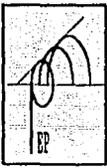
PRUEBA No.	1	2	3	4	5	6
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3450	3540	3610	3660	3640	3620
Peso molde (gr).	2055	2055	2055	2055	2055	2055
Peso suelo húmedo (gr).	1395	1485	1555	1605	1585	1565
Peso específico húmedo (ton/m ³)	1.489	1.585	1.659	1.713	1.691	1.670
Cápsula No.						
Peso suelo húmedo (gr)	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Peso suelo seco (gr).	41.10	39.80	39.40	38.00	37.80	37.40
Peso del agua (gr).	8.90	10.20	10.60	12.00	12.20	12.60
Contenido de agua (%).	21.65	25.63	26.90	31.58	32.28	33.69
Peso específico seco (ton/m ³)	1.224	1.261	1.308	1.302	1.279	1.249

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{contenido de agua}}$

PVSM = **1.325 Ton/m³**
 H.O. = **28.60%**



180



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Adolfo Duclós Salinas No. 47, Col. Ampl. Sta. Martha Acatitla, México, D.F.

Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA: PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACIÓN: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDRIO, MICHOACÁN
 MUESTRA No. PCA-2, M-2 PROF: 1.00-2.00 m.

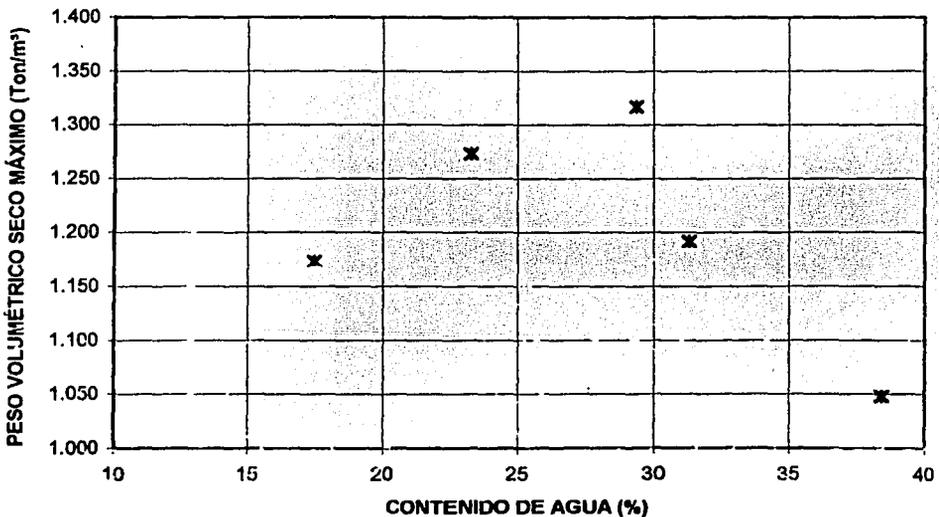
COMPACTACION PRÓCTOR

TIPO DE PRUEBA: PRÓCTOR S.H.R.
 MOLDE No. 2 VOL: 937.1 cm³ PESO: 2055 gr
 PESO MARTILLO: 2510.0 gr ALTURA CAIDA: 30.0 cm
 No. DE CAPAS: 3 No. DE GOLPES POR CAPA: 28

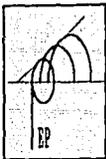
PRUEBA No.	1	2	3	4	5
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3347	3526	3652	3521	3415
Peso molde (gr)	2055	2055	2055	2055	2055
Peso suelo húmedo (gr)	1292	1471	1597	1466	1360
Peso específico húmedo (ton/m ³)	1.379	1.570	1.704	1.564	1.451
Cápsula No.					
Peso suelo húmedo (gr)	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Peso suelo seco (gr)	42.56	40.56	38.65	38.09	36.12
Peso del agua (gr)	7.44	9.44	11.35	11.91	13.88
Contenido de agua (%)	17.48	23.27	29.37	31.27	38.43
Peso específico seco (ton/m ³)	1.174	1.273	1.317	1.192	1.048

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{contenido de agua}}$

PVSM = 1.331 Ton/m³
 H.O. = 28.00%



181



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Adolfo Duclós Salinas No. 47, Col. Ampl. Sta. Martha Acatitla, México, D.F.

Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA : PRESA-"LA LLAVE"

LOCALIZACIÓN: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDEIRO, MICHOACÁN

MUESTRA No. PCA-3, M-2 PROF: 1.00-2.00 m.

COMPACTACION PRÓCTOR

TIPO DE PRUEBA: PRÓCTOR S.H.R.

MOLDE No. 2 VOL: 937.1 cm³ PESO: 2055 gr

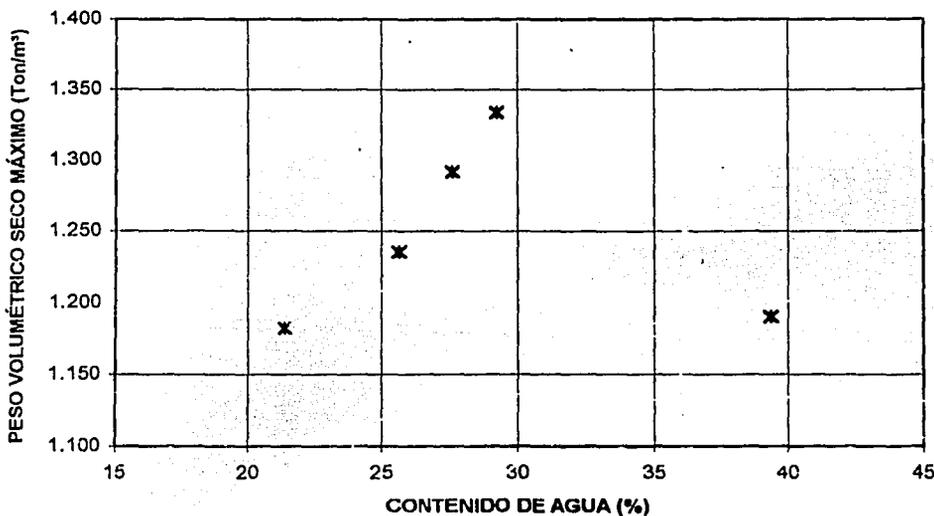
PESO MARTILLO: 2510.0 gr ALTURA CAIDA: 30.0 cm

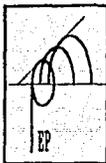
No. DE CAPAS: 3 No. DE GOLPES POR CAPA: 28

PRUEBA No.	1	2	3	4	5
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3400	3510	3600	3670	3610
Peso molde (gr)	2055	2055	2055	2055	2055
Peso suelo húmedo (gr)	1345	1455	1545	1615	1555
Peso específico húmedo (ton/m ³)	1.435	1.553	1.649	1.723	1.659
Cápsula No.					
Peso suelo húmedo (gr)	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Peso suelo seco (gr)	41.20	39.80	39.18	38.70	35.97
Peso del agua (gr)	8.80	10.20	10.82	11.30	14.13
Contenido de agua (%)	21.36	25.63	27.62	29.20	39.39
Peso específico seco (ton/m ³)	1.183	1.236	1.292	1.334	1.190

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{contenido de agua}}$

PVSM = **1.338 Ton/m³**
H.O. = **29.00%**





PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Adolfo Duclós Salinas No. 47, Col. Ampl. Sta. Martha Acatitla, México, D.F.

Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA: PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACIÓN: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDIRO, MICHOACÁN

MUESTRA No. PCA-4, M-1 PROF: 0.00-1.00 m.

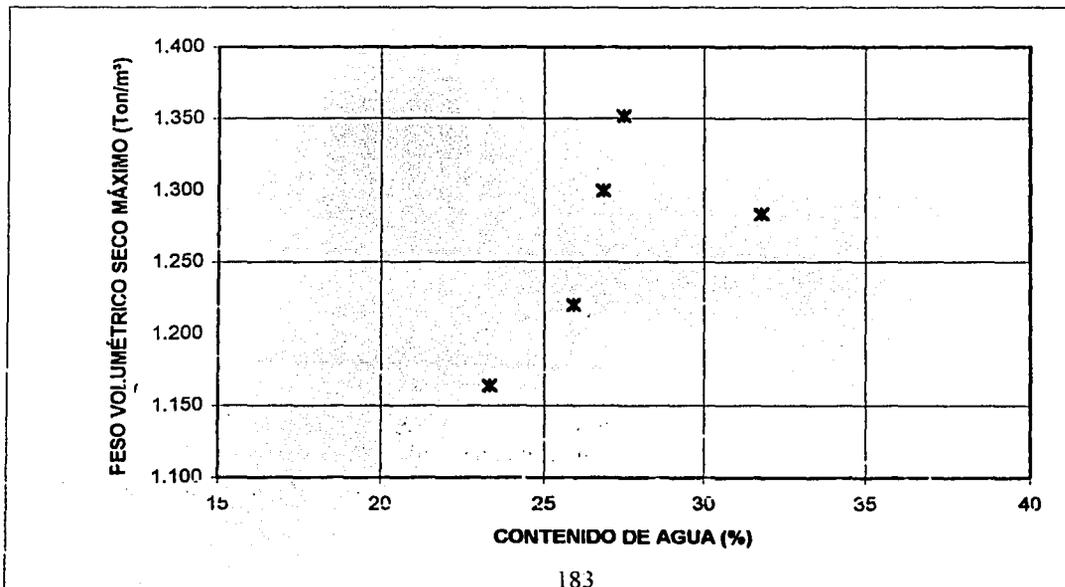
COMPACTACION PRÓCTOR

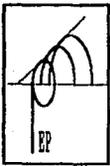
TIPO DE PRUEBA: PRÓCTOR S.H.R.
 MOLDE No. 2 VOL: 937.1 cm³ PESO: 2055 gr
 PESO MARTILLO: 2510.0 gr ALTURA CAIDA: 30.0 cm
 No. DE CAPAS: 3 No. DE GOLPES POR CAPA: 28

PRUEBA No.	1	2	3	4	5
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3400	3495	3600	3670	3640
Peso molde (gr).	2055	2055	2055	2055	2055
Peso suelo húmedo (gr).	1345	1440	1545	1615	1585
Peso específico húmedo (ton/m ³)	1.435	1.537	1.649	1.723	1.691
Cápsula No.					
Peso suelo húmedo (gr)	51.75	50.60	50.09	49.54	50.11
Peso suelo seco (gr).	41.97	40.19	39.49	36.86	38.03
Peso del agua (gr).	9.78	10.41	10.60	10.68	12.08
Contenido de agua (%).	23.30	25.90	26.84	27.48	31.76
Peso específico seco (ton/m ³)	1.164	1.220	1.300	1.352	1.284

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{contenido de agua}}$

PVSM = **1.350 Ton/m³**
 H.O. = **27.50%**





PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Adolfo Duclós Salinas No. 47, Col. Ampl. Sta. Martha Acatitla, México, D.F.

Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA: PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACIÓN: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDEIRO, MICHOACÁN
 MUESTRA No. PCA-4, M-2 PROF: 1.00-2.00 m.

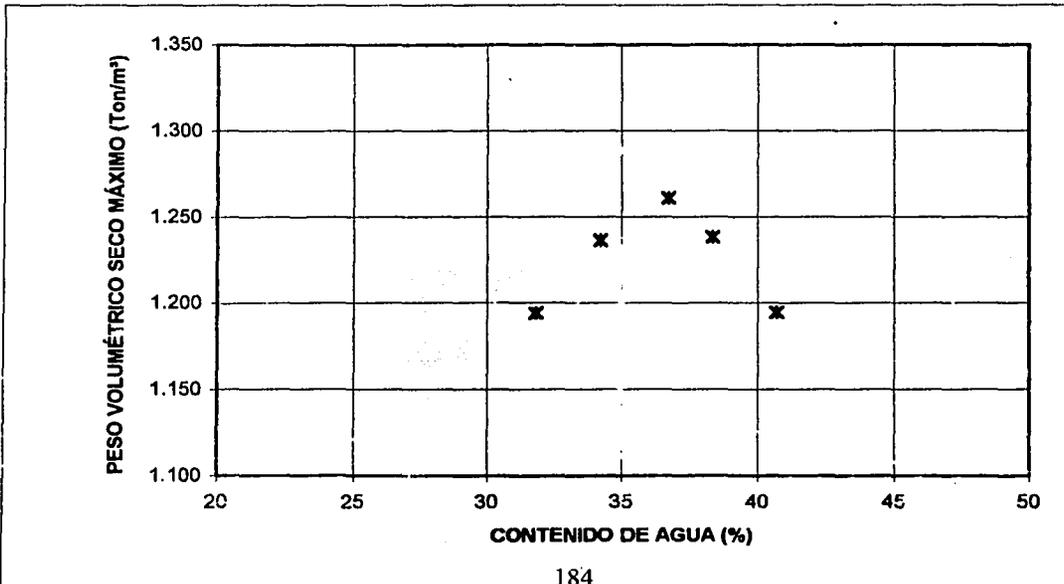
COMPACTACION PRÓCTOR

TIPO DE PRUEBA: PRÓCTOR S.H.R.
 MOLDE No. 2 VOL: 937.1 cm³ PESO: 2055 gr
 PESO MARTILLO: 2510.0 gr ALTURA CAIDA: 30.0 cm
 No. DE CAPAS: 3 No. DE GOLPES POR CAPA: 28

PRUEBA No.	1	2	3	4	5	6
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3390	3530	3610	3670	3660	3630
Peso molde (gr)	2055	2055	2055	2055	2055	2055
Peso suelo húmedo (gr)	1335	1475	1555	1615	1605	1575
Peso específico húmedo (ton/m ³)	1.425	1.574	1.659	1.723	1.713	1.681
Cápsula No.						
Peso suelo húmedo (gr)	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Peso suelo seco (gr)	38.55	37.94	37.25	36.58	36.15	35.54
Peso del agua (gr)	11.45	12.06	12.75	13.42	13.85	14.46
Contenido de agua (%)	29.70	31.79	34.23	36.69	38.31	40.69
Peso específico seco (ton/m ³)	1.098	1.194	1.236	1.261	1.238	1.195

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{contenido de agua}}$

PVSM = **1.271 Ton/m³**
 H.O. = **36.40%**



104



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Adolfo Duclós Salinas No. 47, Col. Ampl. Sta. Martha Acattila, México, D.F.

Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA : PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACIÓN: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDEIRO, MICHOACÁN
 MUESTRA No. PCA-5, M-1 PROF: 0.00-1.00 m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

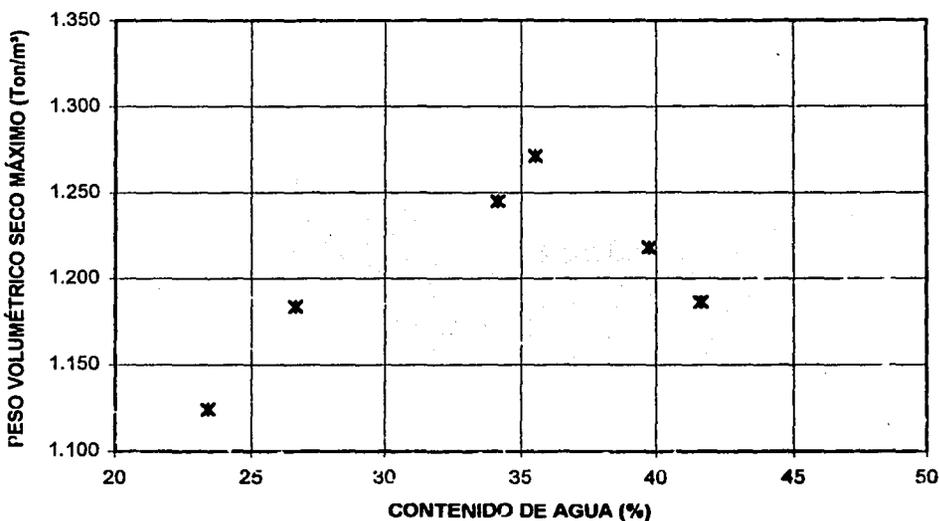
COMPACTACION PRÓCTOR

TIPO DE PRUEBA: PRÓCTOR S.H.R.
 MOLDE No. 2 VOL: 937.1 cm³ PESO: 2055 gr
 PESO MARTILLO: 2510.0 gr ALTURA CAIDA: 30.0 cm
 No. DE CAPAS: 3 No. DE GOLPES POR CAPA: 28

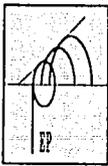
PRUEBA No.	1	2	3	4	5	6
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3355	3460	3620	3670	3650	3630
Peso molde (gr)	2055	2055	2055	2055	2055	2055
Peso suelo húmedo (gr)	1300	1405	1565	1615	1595	1575
Peso específico húmedo (ton/m ³)	1.387	1.499	1.670	1.723	1.702	1.681
Cápsula No.						
Peso suelo húmedo (gr)	50.12	50.06	55.94	53.87	55.83	65.74
Peso suelo seco (gr)	40.61	39.53	41.70	39.75	39.95	46.41
Peso del agua (gr)	9.51	10.53	14.24	14.12	15.88	19.33
Contenido de agua (%)	23.42	26.64	34.15	35.52	39.75	41.65
Peso específico seco (ton/m ³)	1.124	1.184	1.245	1.272	1.218	1.186

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{contenido de agua}}$

PVSM = **1.285 Ton/m³**
 H.O. = **33.60%**



185



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Adolfo Duclós Salinas No. 47, Col. Ampl. Sta. Martha Acatilla, México, D.F.

Tel: 7-38-41-62; Fax: 7-33-55-21

OBRA : PRESA "LA LLAVE"

LOCALIZACIÓN: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDIRO, MICHOACÁN
 MUESTRA No. PCA-5, M-2 PROF: 1.00-2.00 m.

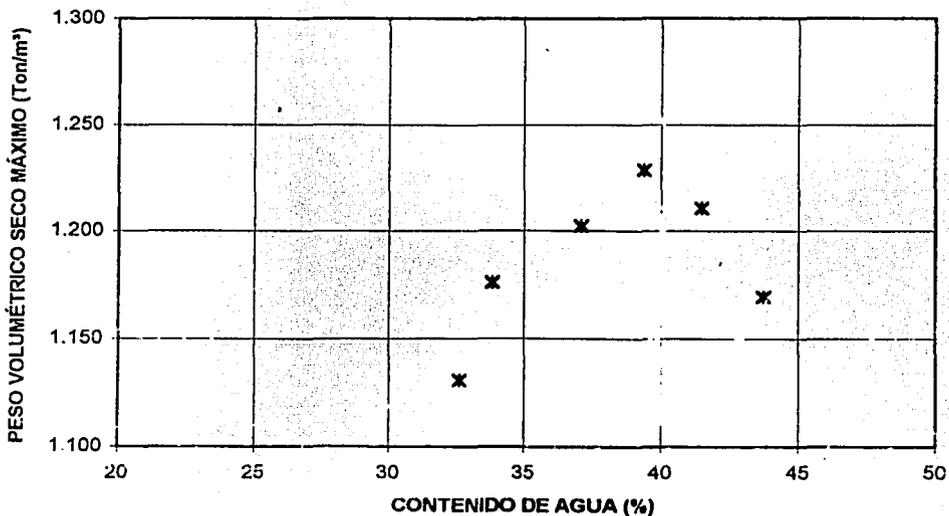
COMPACTACION PRÓCTOR

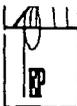
TIPO DE PRUEBA: PRÓCTOR S.H.R.
 MOLDE No. 2 VOL: 937.1 cm³ PESO: 2055 gr
 PESO MARTILLO: 2510.0 gr ALTURA CAÍDA: 30.0 cm
 No. DE CAPAS: 3 No. DE GOLPES POR CAPA: 28

PRUEBA No.	1	2	3	4	5	6
Peso molde + suelo húmedo (gr)	3460	3530	3600	3660	3660	3630
Peso molde (gr)	2055	2055	2055	2055	2055	2055
Peso suelo húmedo (gr)	1405	1475	1545	1605	1605	1575
Peso específico húmedo (ton/m³)	1.499	1.574	1.649	1.713	1.713	1.681
Cápsula No.						
Peso suelo húmedo (gr)	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Peso suelo seco (gr)	37.71	37.36	36.47	35.87	35.35	34.79
Peso del agua (gr)	12.29	12.64	13.53	14.13	14.65	15.21
Contenido de agua (%)	32.59	33.83	37.10	39.39	41.44	43.72
Peso específico seco (ton/m³)	1.131	1.176	1.203	1.229	1.211	1.169

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{contenido de agua}}$

PVSM = **1.230 Ton/m³**
 H.O. = **39.00%**



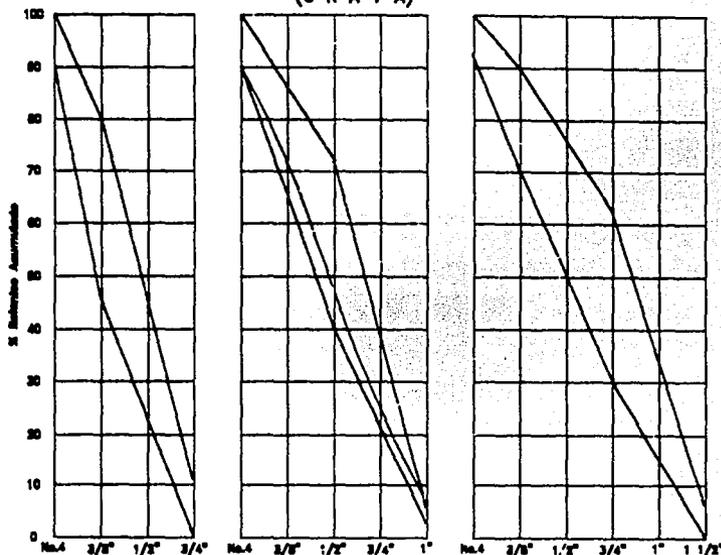


FBI INGENIERIA DE BARRIOS, S.A. DE C.V.

C. Adolfo Duque Salinas No. 47
Col. Anáhuac Sta. Martha Acattia.
Mexico, 06140, D.F.
Tel: 733-27-66, 738-41-82. Fax: 733-65-21.

PROYECTO: PRCSA "LA LLAVE"
LUGAR: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDIRO,
ESTADO DE MICHOACÁN.

ENSAYE DE AGREGADOS PARA CONCRETO
(G R A V A)



NORMAS ASTM C-33

PROCEDENCIA BANCO DE MATERIAL JARAMIATO.

GRAVA Triturado de mina.

PEO VOL. SUELTO	882	kg/m ³	ABSORCION	6.81	%
PEO VOL. VIBRADO	880	kg/m ³	DENSIDAD	1.72	
DEBASTE DE LOS ANGELES	---	%	Contenido de ARENA	0	%
INTEMPORISMO ACERADO	18.54	%	MODULO DE FINURA	---	
CLASIF. PETROGRAFICA	---				

RESULTADO ABSORCION:

MALLA	% Retenido Anormalizado
2"	---
1 1/2"	---
1"	7
3/4"	24
1/2"	48
3/8"	74
No. 4	82
Gravilla	100
TOTAL	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

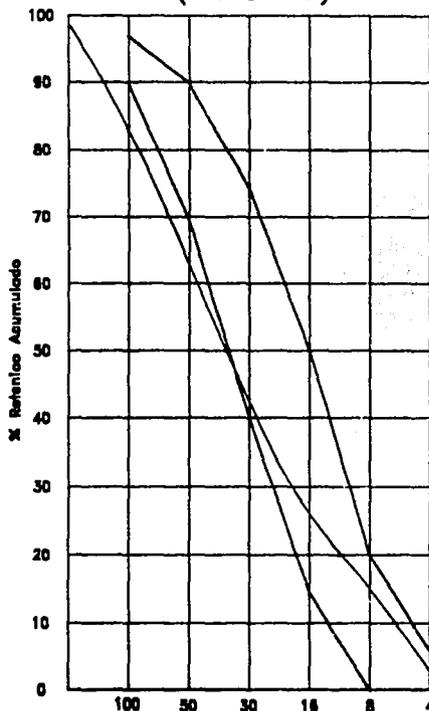


C. Adolfo Duos Salinas No. 47
Col. Amphlaeton Sta. Maria Acattla.
Mexico, 08140, D.F.
Tels: 733-27-66, 733-41-82. Fax: 733-55-21.

PROYECTO: PRESA "LA LLAVE"

LUGAR: EJIDO SAN MARTIN, MUNICIPIO DE PURUÁNDIRO,
ESTADO DE MICHOACÁN.

ENSAJE DE AGREGADOS PARA CONCRETO (A R E N A)



MUESTRA LAVADA
MUESTRA No.17

MALLA	% Retenido Acumulado
No.4	2
No.8	7
No.16	24
No.30	42
No.50	62
No.100	84
No.200	99
Charola	100
TOTAL	-

NORMAS ASTM C-33

BANCO DE MATERIAL JANAMUATO.

ARENA: De mina.

PESO VOL.SUELTO 978 kg/m³ ABSORCION 0.95 %

PESO VOL.VARILLADO 1117 kg/m³ DENSIDAD 2.31

MODULO DE FINURA 3.10 Contenido de GRAVA 0 %

ANALISIS COLORIMETRICO, COLOR No. CEPO

OBSERVACIONES:

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Secretaria de Recursos Hidráulicos **"Pequeños Almacenamientos"** Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural, México, 1975.
- 2.- United States Department of Interior Berau Reclamation **"Diseño de Presas Pequeñas"** Compañía Editorial Continental S.A. Washigton, D.C.
- 2.- Raúl J. Marsal y Daniel Núñez **"Presas de Tierra y Enrocamiento"** 1ª. Edición, Edit. Limusa, México, 1979.
- 3.- Juárez Badillo y Rico Rodríguez **"Mecánica de suelos"** (Tres Tomos) Edit. Limusa, México.
- 4.- Secretaria de Recursos Hidráulicos **"Atlas del Agua de la Republica Mexicana"** 1976 México
5. Comisión Nacional del Agua **"Registros Metereologicos de la Estación Zacapu y Puruándiro, Michoacán"** Información Pluviométrica, cna.gob.mx.
- 6.-' Gilberto Sotelo Avila **"Hidráulica General"** Edit. Limusa, México.
- 7.- Ven Te Chow **"Hidráulica de Canales Abiertos"** Edit. Diana, México, 1982
- 8.- Bolivar del Valle José Ma. **"Geología" (Curso Introductorio)** -UNAM, México, Nov. 1976
- 9.- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto **"Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (American Concrete Institute 318-83) y Comentarios"** México, 1984
- 10.- Comisión Federal de Electricidad, **Manual de Obras Civiles, Relación Lluvia Escurrimiento**, México, 1985 S-5

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**PROYECTO PARA REHABILITAR LA PRESA
DERIVADORA " LA LLAVE" QUE BENEFICIA AL EJIDO
JANAMBO, EN SAN MARTÍN MPIO. DE PURUANDIRO,
MICHOACAN.**

CONTENIDO

I INTRODUCCIÓN	1
I.1 FUNDAMENTOS SOBRE PRESAS	1
I.2 PRESENTE Y FUTURO DE LAS PRESAS EN MÉXICO	4
II ANTECEDENTES	8
II.1 PROBLEMÁTICA PARA LA REHABILITACIÓN	8
II.2 PLANTEAMIENTOS DE SOLUCIÓN	9
III ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	11
III.1 ÁREA DE LA CUENCA	11
III.2 VASO	11
III.3 CORTINA	11
III.4 OBRAS DE TOMA	13
III.5 VERTEDORES	13
III.6 BANCOS DE MATERIALES	13
IV GEOTECNIA Y MECÁNICA DE SUELOS	14
IV.1 ANTECEDENTES	14
IV.2 TRABAJOS DE CAMPO	15
IV.3 TRABAJOS DE LABORATORIO	16
IV.4 ESTRATIGRAFIA	17
IV.5 MECÁNICA DE SUELOS	19
IV.6 INFORME FOTOGRÁFICO	29
IV.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	34
V ESTUDIO HIDROLÓGICO	36
V.1 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DE LA PRESA	36
V.2 CURVA MASA DE APORTACIONES	44
V.3 ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS	44
V.4 CAPACIDAD INICIAL UTIL	51
V.5 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO NECESARIA	51
V.6 ELEVACION DE LA OBRA DE TOMA Y CRESTA VERTEDORA	51
V.7 FUNCIONAMIENTO DEL VASO	52
V.8 AVENIDA DE DISEÑO Y TRANSITO DE AVENIDAS	53
VI. DISEÑO DEL BORDO Y SUS ESTRUCTURAS	68
VI.1 DISEÑO DE LA CORTINA Ó BORDO	68

VI.2 DISEÑO DEL VERTEDOR	72
VI.3 DISEÑO DE LAS OBRAS DE TOMA	81
VII PROCESO CONSTUCTIVO	85
VII.1 PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN	85
VII.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	86
VII.3 PRESUPUESTO BASE	105
PLANOS	
-CURVAS AREAS-ELEVACIONES-CAPACIDADES	108
-SECCIONES PROYECTO Y BORDO ACTUAL	109
-BORDO, VERTEDOR Y OBRAS DE TOMA DE PROYECTO	110
VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES	111
VIII.1 CONCLUSIONES	111
VIII.2 RECOMENDACIONES	113
ANEXOS GEOTECNIA Y MECANICA DDE SUELOS	115
BIBLIOGRAFÍA	189